

VŠB – Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra konstrukcí

**Diagnostika, hodnocení rizik a životnost
betonových konstrukcí**

Diagnosis, risk assessment and durability
of concrete structures

Student:

Bc. Martin Sležka

Vedoucí diplomové práce:

doc. Ing. Karel Kubečka, Ph.D.

OSTRAVA 2013

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Martin Sležka**

Studijní program: N3607 Stavební inženýrství

Studijní obor: 3607T037 Konstrukce staveb

Téma: **Diagnostika, hodnocení rizik a životnost betonových konstrukcí.
Diagnosis, risk assessment and durability of concrete structures.**

Zásady pro vypracování:

Na stávající železobetonové konstrukci objektu (stáří více jak 60 let) proved'te kompletní modelový stavebně technický průzkum a následnou diagnostiku této železobetonové konstrukce. Posuďte vlastnosti materiálu (potřebné mechanicko fyzikální charakteristiky) a na jejich základě staticky posuďte vybrané typy konstrukčních prvků konstrukce.

Dále v rámci rizikové analýzy konstrukce sestavte soupis rizik a možný scénář nebezpečí. Proveďte hodnocení životnosti konstrukce včetně pravděpodobnostního určení stavu.

Práce bude členěna do těchto částí:

1. První, teoretická část, se bude zabývat teoretickým popisem a rozбором vlastností materiálů (ocel, beton a vliv ztráty únosnosti z titulu degradace).
2. Druhá část bude popisovat provedení stavebně technického a statického průzkumu konstrukce a přehled metod průzkumu s uvedením vhodnosti z pohledu typů konstrukce, dostupnosti, technické a ekonomické náročnosti). Dále pak bude podrobně řešit provedená konkrétní diagnostická zjištění (určení pevnosti, zjištění krytí, určení degradace - karbonatace betonu)
3. Ve třetí část i bude provedeno statistické vyhodnocení získaných výsledků a statické posouzení vybraných prvků konstrukce (bude upřesněno dodatečně podle vybrané konstrukce)
4. Čtvrtá část se bude zabývat hodnocením rizik ve vztahu k betonovým konstrukcím s určením scénáře nebezpečí. Dále pak bude v této části řešena otázka životnosti v závislosti na zjištěných charakteristikách.

Seznam doporučené odborné literatury:

1. ČSN EN 1991-1-6 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení
Zatížení během provádění,
2. ČSN EN 1992-1-1 (73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – část 1-1:
Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
3. ČSN EN 1991-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 3: Zatížení od jeřábů a strojního vybavení,
4. Kolektiv autorů: Navrhování betonových konstrukcí 1, prvky z prostého

- a železového betonu (dimenzování dle EN 1992-1-1). ČSBS, Praha 2006, (upravené vydání 2007).
5. Martin, L. H., Purkiss, J.A.: Concrete Design to EN 1992, Elsevier, 2006.
 6. Lohmeyer, C. O. G. – Bergmann, H. – Ebeling, K.: Stahlbetonbau. Bemessung – Konstruktion – Ausführung, 7.Auflage, B. G. Teubner Verlag, Wiesbaden, 2006.
 7. Bažant Z., Bradáč J. a kol: Plošné betonové konstrukce. CERM s.r.o., VUT Brno, 1998.
 8. Bradáč J.: Základové konstrukce, Akademické nakladatelství CERM Brno, s.r.o., 1994.
 9. JANAS, P., KREJSA, M., 2004 'Přímý determinovaný pravděpodobnostní výpočet a jeho využití při posuzování spolehlivosti konstrukcí', sborník příspěvků I. celostátní konference „Pravděpodobnost porušování konstrukcí“, Ed.: Novák, D., Vejvoda, S., str.97 až 106, FAST VUT v Brně, ISBN: 80-214-2718-3.
 10. JANAS, P., KREJSA, M., KREJSA, V., 2006 'Optimalizace výpočtu v programovém systému ProbCalc', sborník příspěvků mezinárodní konference „Modelování v mechanice“, str. 47 a 48 (plné znění na přiloženém CD), ISBN: 80-248-1035-2.
 11. JANAS, P., KREJSA, M., KREJSA, V., 2005 'Aplikace přímého determinovaného pravděpodobnostního výpočtu v programu ProbCalc', sborník abstraktů VII. konference s mezinárodní účastí „Staticko-konstrukční a stavebno-fyzikální problémy stavebních konstrukcí“, str. 31 a 32 (2 strany), ISBN 80-7099-742-7 (CD s příspěvky, ISBN 80-8073-404-6).
 12. JANAS, P., KREJSA, M., 2002 Simulace spolehlivosti konstrukcí přímým pravděpodobnostním výpočtem, International conference: „New trends in statics and dynamics of buildings, Slovak university of technology in Bratislava, Faculty of civil engineering, edited by J.Králik, ISBN 80-227-1790-8.
 13. ŘÍHA, J., a kol., Riziková analýza záplavových území, Akademické nakladatelství Cerm®, s.r.o. Brno, první vydání 2005, ISBN: 80-7204-404-4.
 14. TICHÝ M.: Ovládání rizika, analýza a management, Beckova edice ekonomie, C.H.Beck v Praze roku 2006, první vydání, ISBN: 80-7179-415-5.

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí diplomové práce: **doc. Ing. Karel Kubečka, Ph.D.**

Datum zadání: 28.02.2013

Datum odevzdání: 02.12.2013

prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
vedoucí katedry



prof. Ing. Darja Kubečková, Ph.D.
děkanka fakulty

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literatury.

V Ostravě 2. prosince 2013

.....

Bc. Martin Sležka

Prohlašuji, že

- byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užit (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že jeden výtisk diplomové práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB-TUO k prezenčnímu nahlédnutí. Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užit dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užit své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě 2. prosince 2013

.....

Bc. Martin Sležka

Poděkování

Děkuji svému vedoucím diplomové práce panu doc. Ing. Karlu Kubečkovi, Ph.D. za vstřícný přístup, podporu a odborné rady, které vedly ke zdárnému zhotovení této práce. Můj dík směřuje k zástupci firmy Marpo s.r.o., k panu Ing. Radanu Sležkovi za poskytnutí písemných i fotografických materiálů a cenných rad. Děkuji také dalším členům firmy panu Ing. Vladimíru Jirsovi, Bc. Tomáši Grygarovi, Ing. Přemyslu Holému a Ing. Jakubovi Ducháčovi.

Anotace

Cílem práce je uvedení do problematiky diagnostiky, hodnocení rizik a životnosti betonových konstrukcí. Práce je rozdělena na 5 částí, z nichž první pojednává o vlastnostech a degradacích betonu a oceli. Druhá část se zabývá teorií diagnostiky betonových konstrukcí (stručný popis metod, průběhů zkoušek a také typy zkušebních přístrojů). V třetí části je názorná ukázka stavebně technického průzkumu provedeného na ŽB skeletu objektu bývalých Baťových závodů ve Zlíně, výsledkem je vyhodnocení aktuálního stavu objektu. Čtvrtá část se věnuje teorií rizik a rizikovou analýzou. Poslední kapitola je zaměřena na životnost konstrukcí. Věnuje se základnímu popisu využívaných pravděpodobnostních metod pro určení zbytkové životnosti. Závěrem kapitoly je uveden názorný příklad pravděpodobnostního odhadu času depasivace výztuže v ŽB (vývoj karbonatační fronty v čase).

Klíčová slova: diagnostika, hodnocení rizik, stavbě technický průzkum, degradace, beton, pravděpodobnostní analýza, životnost konstrukcí, degradace betonu.

Annotation

The aim of this thesis is the introduction into the diagnosis, risk assessment and durability of concrete structures. The thesis is separated into the five parts. The first part is dealing with properties and degradations of concrete and steel. The second part is dealing with the theory of diagnosis of concrete structures. The third part is including example of the condition survey of the reinforced concrete's frame of former Bata's factory in Zlin. The aim of this example is assessment of actual situation of this building. The fourth part is dealing with risk assessment. The final part is dealing with durability of concrete structures and that is about description of used probability methods for detection of durability of concrete structure. In the end of sixth part is the example of estimate probability of de-passivation time of reinforced concrete structure (progress of carbonation front).

Keywords: diagnosis, risk assessment, condition survey, degradation, degradation of concrete, concrete, durability of structures.

Obsah

Seznam použitých značek a symbolů.....	11
1. Úvod	15
2. Vlastnosti a degradace materiálů	17
2.1. Beton.....	17
2.2. Betonářská ocel [18]	29
2.3. Degradace betonu vlivem prostředí [16], [21].....	31
2.4. Degradace oceli	42
2.5. Matematický modely degradace betonu	45
3. Stavebně technický průzkum (STP).....	47
3.1. Činnosti STP	47
3.2. Metody průzkumu (zkoušky).....	49
4. Stavebně technický průzkum ŽB skeletu – bývalých Bat'ových závody ve Zlíně.....	59
4.1. Objekt	59
4.2. Situace	60
4.3. Předmět průzkumu.....	60
4.4. Svislé konstrukce	60
4.5. Vodorovné konstrukce.....	72
4.6. Přítomnost hlinitanových cementů	80
4.7. Statický posudek.....	81
4.8. Závěr STP	86
5. Hodnocení rizik	87
5.1. Teorie rizika staveb	87
5.2. Riziková analýza.....	89
5.3. Scénáře nebezpečí betonových/ železobetonových konstrukcí	95
6. Životnost betonových konstrukcí [21].....	97
6.1. Základy teorie životnosti konstrukcí	97

Diagnostika, hodnocení rizika a životnost betonových konstrukcí

Bc. Martin Sležka

6.2.	Příklad: Pravděpodobnostní analýza karbonatace betonu	102
6.3.	Vady a poruchy betonových konstrukcí	107
6.4.	Životní cyklus stavby.....	112
7.	Závěr	115
8.	Seznam použitých parametrů	117
8.1.	Normy	117
8.2.	Literatura	117
8.3.	Elektronické zdroje.....	118
Přílohy	121
Seznam obrázků	141
Seznam tabulek	143

Seznam použitých značek a symbolů

A	parametr karbonatace [-]
C	obyčejný beton (normal-weight concrete)
C	koncentrace
CEM	cement
Cl	koncentrace chloridu [mol.m ⁻³]
COV	variační koeficient [-]
D	součinitelem úměrnosti [m ² .s ⁻¹]
$D_{e,Cl}$	efektivní difuzní koeficient [m.s ⁻²]
Dt	zjistitelnost poruchy, nebezpečí
E	účinek zatížení a prostředí
FMEA	Analýza možnosti vzniku chyb
LC	lehký beton (light-weight concrete)
Lk	pravděpodobná možnost realizace nebezpečí
HC	těžký beton (heavy-weight concrete)
$^{\circ}K$	stupeň karbonatace [%]
$^{\circ}MP$	stupně modifikační přeměny [-]
MSP	mezní stav použitelnosti
MSÚ	mezní stav únosnosti
$PaRs$	součtový parametr rizika
P_{ck}	individuální součinitel vnímání nebezpečí [-]
R	odolnost konstrukce
R_b	upřesněná hodnota krychelné pevnosti [MPa], dle [7]
R_{be}	nezaručená krychelná pevnost [MPa], dle [7]
RH	relativní vlhkost [%]

RSN	index možného vzniku poruchy
RTG	rentgenové záření
V_x	variační koeficient [-]
SF	podmínka (funkce) spolehlivosti
STD	směrodatná odchylka [-]
S_v	stupeň závažnosti [-]
RSN	index možného vzniku poruchy
UMRA	Univerzální Matice Rizikové Analýzy
ŽB	železobeton
c	krycí vrstva betonu [mm]
d_t	součinitel stárání betonu [-]
d_w	součinitel vlhkosti betonu [-]
f_{RH}	linearizovaná funkce vlhkosti
g_k / g_d	charakteristická / návrhová hodnota stálého zatížení [kN.m ⁻²]
i	hustota difuzního toku [kg.m ⁻² .s ⁻¹]
k_n	součinitel pro stanovení 5 % kvantilu [-]
$n_{act,k}^E$	počet aktivních polí [-]
p_d	návrhová pravděpodobnost (životnost) [-]
p_f	pravděpodobnost chyby [-]
pH	potenciál vodíku [-]
q	hustota tepelného toku [W.m ⁻¹]
q_k / q_d	charakteristická / návrhová hodnota celkového zatížení [kN.m ⁻²]
s_{pl}	plastické sedání [-]
s_x	směrodatná odchylka [-]
t	čas [roky]
t_{cr}	iniciační čas (depasivační) [roky]

t_f	čas depasivace výztuže [roky]
v_k / v_d	charakteristická/ návrhová hodnota nahodilého zatížení [kN.m ⁻²]
x_c	karbonatační fronta [mm]
x_{Cl}	chloridová fronta [mm]
Δt_L	životnost, zbytková životnost [roky]
$\Delta t_{L,d}$	návrhová životnost [roky]
α_{NP}	upřesňující součinitel [-], dle [1]
ε_{pl}	plastické smrštění [-]
ε_s	další smrštění [-]
ε_{aut}	autogenní smrštění [-]
ε_{Thydr}	smrštění od hydratačního tepla [-]
ε_{sh}	výsledné smrštění [-]
λ	součiniteli tepelné vodivosti [W.m ⁻¹ .K ⁻¹]
τ	čas [s]
\varnothing	profil výztuže [mm]

1. Úvod

Beton není ve výčtu stavebních materiálů žádným novým objevem. Historie betonu, který je také znám pod označením umělý kámen, sahá až do dob starého Říma. S pádem Římské říše upadá také na dlouhou dobu beton v zapomnění. Další zmínky se objevují až v novodobější historii koncem 18. stol. Významným obdobím je pak polovina 19. stol, kdy v anglickém hrabství Portland začíná výroba nám dnes známého portlandského cementového tmele. Významnou zemí vývoje betonu je také Francie, z níž pocházel zahradník J. Monier, který je považován za zakladatele železobetonu. Avšak myšlenka posilování staveb kovů v tažené oblasti byla známa již starým Římanům, kteří jej používali při zpevňování kamenných kleneb.

Beton se postupem času stává jedním z nenahraditelných stavebních materiálů zaznamenávající neustálý vývoj. Výhodou betonu je zejména jeho pevnost v tlaku, trvanlivost, ohnivzdornost a snadná tvarovatelnost. Nevýhodou je pak jeho křehkost a nízká pevnost v tahu (v porovnání s pevností v tlaku). Pro tuto skutečnost je zřejmé využití ocelových výztuží, které mají za úkol přenášet tahová napětí. Z toho plyne užívání železobetonu a pro přenos větších tahových napětí pak předpjaté betony.

Beton respektive železobeton zaznamenává v uplynulých dvou stoletích značný vývoj, s nímž je úzce spjat rozvoj zkušebnictví materiálů, které má za úkol ověřit skutečné parametry materiálu. Snahou je zkoumání betonu respektive betonových konstrukcí v jednotlivých etapách životního cyklu.

Cílem čteného zkoumání je pochopení chování materiálů v jednotlivých životních fázích. Už od pradávna stavitelé budovali na základě logické metody „pokus - omyl“, což v konečném důsledku dalo za vznik četným obdivuhodným až megalomanským stavbám, které se mnohdy dochovaly do dnešních dnů. Spolu s vývojem přírodních věd matematiky, fyziky a chemie jdou logicky kupředu také technické obory. Přírodní vědy tak umožňují popisovat někdy velmi složité procesy odehrávající se v materiálech.

Nevyhnutelnou skutečností je fakt, že materiál, stejně jako vše kolem nás, stárne, respektive vyvíjí se určitým způsobem v čase. Čas a v něm působící četné vlivy prostředí a jiné zatížení, mají za důsledek degradaci stavebních materiálů. Naší snahou je co nejdůkladněji pochopit a popsat veškeré procesy, které se v betonu a oceli odehrávají, již od prvopočátku výroby přes uvedení do provozu až po jejich hraniční limity použití. Na základě pochopení degradací betonu a oceli mohou být sestaveny tzv. degradační modely, které se snaží popsat vlivy prostředí a na jejichž základě lze zjistit zbytkovou životnost konstrukce respektive dílce.

Nástrojem odhalení aktuálního stavu konstrukce, pro zjištění jejího dalšího využití, je stavebně technický průzkum, který je nedílnou součástí stanovování zbytkové životnosti betonových konstrukcí.

V dnešní době mohou být k odhadům životnosti využívány pravděpodobnostní metody, které jsou považovány za přesnější. Nevýhoda pravděpodobnostního šetření je nutnost velkého množství dat. Pravděpodobnostní analýza životnosti se provádí zejména u staveb s větším významem.

Správný návrh konstrukce se musí odvíjet od předpokládaného budoucího využití, nutností je znalost předpokládaných zatížení, kterým musí navrhovaná konstrukce čelit. Návrh je pak potřeba přizpůsobit typu prostředí, v kterém se stavba nachází. Prostor může zahrnovat samo o sobě určitá rizika, která musí být při návrhu odhalena a zhodnocena. Zde nastává uplatnění disciplíny zabývající se hodnocením a analýzou rizik. Hlavním účelem je odhalit a eliminovat možná rizika (impakty) na přípustnou mez. Cílem je ochránit zdraví a životy osob, zvrátat a také zabránit újmě na majetku a negativnímu vlivu na životní prostředí.

Snahou této diplomové práce je předvedení aktuálních a nejpoužívanějších metod výše zmíněné problematiky, které mají z hlediska stavitelství významný vliv.

2. Vlastnosti a degradace materiálů

Tato část se bude zabývat teoretickým popisem a vlastnostmi materiálů, v případě této práce se jedná o materiály beton a ocel a budou zde popsány jejich degradační procesy.

2.1. Beton

Beton by se dal označit jako umělý kámen, slepenec (kompozit), jehož základní složky jsou obecně plnivo, pojivo plus příměsi používané pro úpravy vlastností betonu. Plnivem jsou pevné látky vhodné zrnitosti, nejčastěji se používají kameniva z přírodního nebo umělého anorganického materiálu. Pojivem je pak cementový tmel složený z cementu a vody (hydraulické pojivo).

Hlavním charakteristickým rysem betonu je jeho schopnost odolávat tlakům, naproti tomu pevnost v tahu je velmi malá, pohybuje se kolem 1/20 až 1/10 pevnosti betonu v tlaku. Proto pokud je nutné přenést větší tahové síly, je potřeba prostý beton nahradit betonem s ocelovou výztuží, která je podle velikosti tahových sil buď pasivní (výztuž je volně ložena bez vnesení předepnutí, jedná se o klasický železobeton) nebo aktivní (jedná se o předepnutou výztuž nebo lana, která díky předepnutí dokáží eliminovat značné tahové napětí, zde se hovoří o předpjatém betonu).

2.1.1. Charakteristické vlastnosti betonu [18], [24]

Každý stavební materiál má své klady a zápory. Důležitým úkolem inženýra, je vhodně zvolit materiál tak, aby klady převažovaly nad zápory a materiál byl pak v konstrukci použit co nejefektivněji. Efektivnost totiž znamená také ekonomičnost, což v dnešní době patří k prioritám stavby.

Hlavními vlastnostmi betonu:

a) Trvanlivost – jak již bylo řečeno beton je prakticky umělý kámen, takže má také obdobné vlastnosti. Je odolný vůči mechanickému poškození, je trvanlivý na vzduchu i pod vodou

a zpravidla nepotřebuje žádnou povrchovou ochranu, pouze při působení některých chemikálií.

b) Pevnost – je nejdůležitější vlastnost betonu. Jak již bylo výše zmíněno, nejpodstatnější bude pevnost betonu v tlaku, která je oproti pevnosti v tahu mnohem vyšší. Na staveništi je možné připravit beton do 40 MPa, ve výrobnách běžně do 60 MPa nebo vysokopevnostní betony do 120 MPa a v laboratořích i více jak 200 MPa (veškeré pevnosti jsou pevnosti v tlaku, stanovené zkouškami na válcích).

c) Ohnivzdornost - beton odolává požáru lépe než ocel. Únosnost betonu při nárůstu teploty nad 100 °C klesá, ale ztrácí ji až kolem hodnoty 1000 °C. Vyšší požární odolnost lze pak docílit povrchovým nátěrem nebo obložením.

d) Jednolitost- výhodou je různorodá tvarovatelnost konstrukčních prvků. Lze tak vytvořit prvek různého tvaru, který díky jednolitě betonáži vytvoří pevnou soustavu, odolnou i vůči nečekaným vlivům zatížení (zemětřesení, poddolování, atd.).

e) Recyklovatelnost - v dnešní době je snahou betonovou suť vzniklou při bouracích pracích recyklovat, tedy znovu nějak využít, například při terénních úpravách nebo různých násypech.

Vlastnosti betonu závisí na jeho složení, způsobu a kvalitě provedení, dále na ošetřování, ochraně a náležitě údržbě. Vlastnosti betonu jsou proměnné v čase, čímž vyvstává otázka, jak se tyto vlastnosti budou v průběhu existence konstrukce měnit. Touto otázkou se zabývá životnost stavebních konstrukcí, která je nesmírně důležitou disciplínou ve stavitelství. Její snahou je popsat průběh měnících se vlastností materiálů a jejich důsledek na konstrukční prvky, konstrukční systém.

2.1.2. Dělení betonu, dle objemové hmotnosti [24]

Lehké betony (značí se zkratkou LC = light-weight concrete): s objemovou hmotností po vysušení (105 °C) od 800 kg/m³ do 2000 kg/m³ . Pro docílení nízké objemové hmotnosti se používá zcela nebo jen částečně pórovité kamenivo. Jako kamenivo se využívá například keramzit, struska, škvára, popílek, expandovaný perlit, polystyrén, keramická kameniva a jiné.

Tab. č. 1: Třídy objemových hmotností lehkých betonů (LC) [24]

Třída objemové hmotnosti	LC 1,0	LC 1,2	LC 1,4	LC 1,6	LC 1,8	LC 2,1
[kg/m ³]	≥ 800 a ≤ 1.000	> 1.000 a ≤ 1.200	> 1.200 a ≤ 1.400	> 1.400 a ≤ 1.600	> 1.600 a ≤ 1.800	> 1.800 a ≤ 2.000

Tab. č. 2: Pevnostní třídy lehkých betonů [24]

Pevnostní třídy betonu v tlaku pro lehký beton												
pevnostní třída v tlaku	LC 8/9	LC 12/13	LC 16/18	LC 20/22	LC 30/33	LC 35/38	LC 40/44	LC 45/50	LC 50/55	LC 60/66	LC 70/77	LC 80/88
$f_{ck,cyl}$ (válec) [N/mm ²]	8	12	16	20	30	35	40	45	50	60	70	80
$f_{ck,cube}$ (krychle) [N/mm ²]	9	13	18	22	33	38	44	50	55	66	77	88

Obyčejné betony (značí se zkratkou C = normal-weight concrete): s objemovou hmotností do 2000 kg/m³ do 3000 kg/m³ po vysušení (105 °C). Nejčastěji používané betony.

Těžké betony (značí se zkratkou HC = heavy-weight concrete): s objemovou hmotností nad 3000 kg/m³ po vysušení (105 °C). Vyrábí se z těžkého kameniva. Využijí se například u konstrukcí mající za úkol odstínit účinky radioaktivního záření.

Tab. č. 3: Pevnostní třídy obyčejných a těžkých betonů [24]

Pevnostní třídy betonu v tlaku pro obyčejný a těžký beton																		
pevnostní třída v tlaku	C -/5	C -/7,5	C 8/10	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60	C 55/67	C 60/75	C 70/85	C 80/95	C 90/105	C 100/115
$f_{ck,cyl}$ (válec) [N/mm ²]	-	-	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100
$f_{ck,cube}$ (krychle) [N/mm ²]	5	7,5	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	98	105	115

2.1.3. Složky betonu [8]

1. **Cement:**

Podle ČSN EN 197-1 [3] je cement hydraulické pojivo, které po smíchání s vodou vytváří kaši, která tuhne a tvrdne v důsledku hydratačních reakcí a procesů.

Vyrábí se společným vypalováním vápence a jílu při vysokých teplotách okolo 1450 °C. Po smíchání cementového prášku s vodou kaše tuhne a vzniká cementový kámen, který si zachovává svou pevnost a objemovou stálost. Pozitivním faktem je, že součinitel tepelné roztažnosti je stejný jako pro ocel, z čehož plyne možnost využití tzv. železobetonu. Zvýšené množství cementu v betonu zvýší pevnost, vodotěsnost,lepší odolnost vůči korozi výztuže a zlepšuje modul pružnosti, to však za cenu zvýšení smrštění, což má za následek produkci trhlin.

Hlavními komponenty cementu jsou CaO (oxid vápenatý), SiO₂ (oxid křemičitý), Al₂O₃ (oxid hlinitý) a Fe₂O₃ (oxid železitý), tyto složky jsou ve směsi zastoupeny v určitém poměru, který je vyjádřen tzv. cementářským modulem:

- hydraulický modul (poměr CaO a sumou SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃ je v mezích 1,7-2,4),
- silikátový modul (poměr SiO₂ a sumou Al₂O₃ a Fe₂O₃ je v mezích 1,7-2,7),
- aluminátový (hlinitanový) modul (poměr mezi Al₂O₃ a Fe₂O₃ je v mezích 1,5-2,5).

Konkrétněji se obsah cementu dělí na 4 petrologické složky a to:

- trikalciumpsilikát 3CaO.SiO₂ – mezinárodně označován jako C₃S a nazýván alit,
- dikalciumsilicát 2CaO.SiO₂ – mezinárodně označován jako C₂S a nazýván belit,
- tetrakalciumaluminátferit 4CaO.Al₂O₃.Fe₂O₃ – mezinárodně označován jako C₄AF a nazýván celit,
- trikalciumaluminát 3CaO.Al₂O₃ – mezinárodně označován jako C₃A.

Průměrné chemické složení portlandského cementu je pak patrné z tabulky č. 4.

Tab. č. 4: Hmotnostní podíl složek portlandského cementu [8]

Chemické složení portlandského cementu									
CaO	63 až 66 %	Al ₂ O ₃	4 až 8 %	MgO	0,5 až 5 %	TiO ₂	0,2 až 0,5%	P ₂ O ₅	0,1%
SiO ₂	21 až 24 %	Fe ₂ O ₃	2 až 7 %	Na ₂ O + K ₂ O	0,4 až 1 %	SO ₃	0,1 až 1%	-	-

Každá složka určitým způsobem ovlivňuje vlastnosti betonové směsi.

CaO – při zvýšeném množství zrychluje tvrdnutí, zvyšuje pevnost, ale také se vyprodukuje více hydratačního tepla. V případě, že není vázán na kyselinotvorné oxidy, způsobuje objemovou nestálost.

SiO₂ – hraje důležitou úlohu, váže CaO na silikáty (nositele hydraulických vlastností) a při zvýšeném množství zpomaluje tuhnutí a tvrdnutí, avšak po delší době dosahuje vyšších pevností. Zvýšené množství také snižuje produkci hydratačního tepla.

Al₂O₃ – ovlivňuje rychlejší nástup tvrdnutí a tuhnutí směsi. Zvýšené množství snižuje odolnost vůči síranům a snižuje odolnost k nižším teplotám.

Fe₂O₃ – zlepšuje slinování a ovlivní barvu cementu. Při zvýšeném množství Fe₂O₃ a snížením množství Al₂O₃ se zvyšuje odolnost vůči síranům.

MgO – považuje se za nežádoucí součást slinku. V určité formě (periklasu) snižuje pevnost a vyvolává objemovou nestálost.

Další složky jako TiO₂ a P₂O₃ pokud se pohybují ve výše uvedeném množství tak působí příznivě a zvyšují pevnost cementu. Alkálie (Na₂O + K₂O) pak mohou naopak působit v určitém množství negativně ve smyslu objemové stálosti.

Druhy cementu dle složení:

Podle normy ČSN EN 197-1 [3] se uvádí 5 skupin cementu, značících římskými číslicemi I – V.

CEM I - portlandský cement

CEM II - portlandský cement směsný

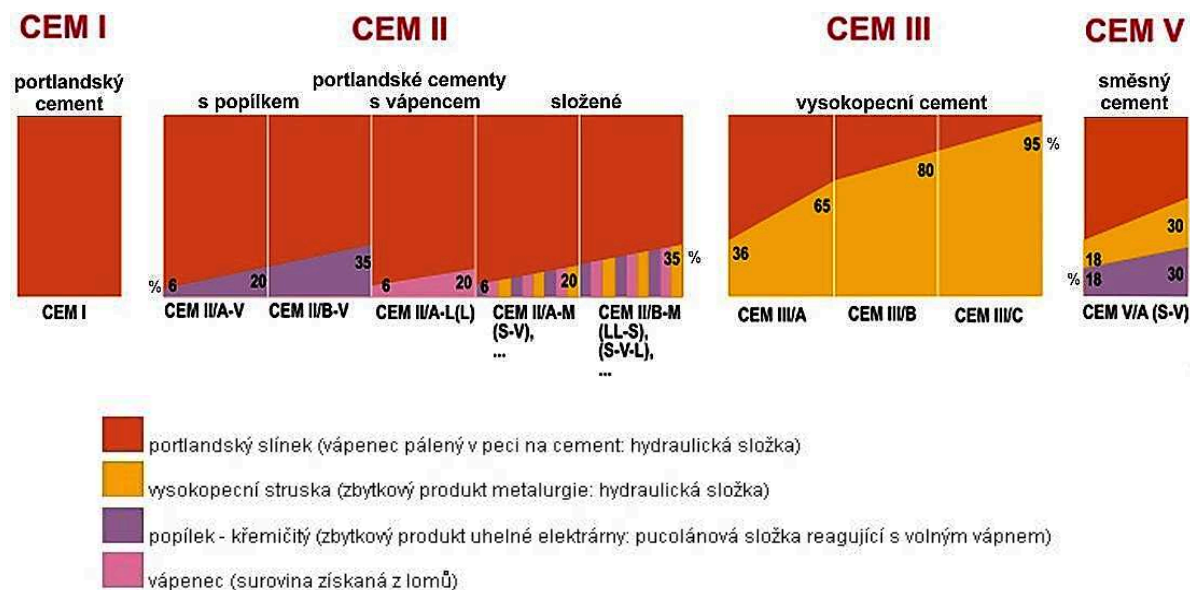
CEM III - vysokopecní cement

CEM IV - pucolánový cement (v současné době se v ČR nevyrábí)

CEM V - směsný cement

Diagnostika, hodnocení rizika a životnost betonových konstrukcí

Bc. Martin Sležka



Obr. č. 1: Druhy cementů CEM I, II, III a V [24]

Cementy se dále dělí podle množství příměsi A - 6 až 20 %, B - 21 až 35 %, podle druhu příměsi K - slínek, S - vysokopecní struska, P - přírodní pucolány, V - křemičité popílký, W - vápenaté popílký, T - kalcinovaná břidlice, LL, L - vápenec. Dále se dělí do tříd dle pevnosti (vaznosti) po 28 dnech hydratace 32,5; 42,5; 52,5 MPa a rychlosti náběhů pevnosti N - normální, R - rychlý.

Tab. č. 5: Pevnost cementového tmele v tlaku během hydratace [24]

Pevnostní třída	Pevnost v tlaku [MPa]				Počátek tuhnutí [minut]	Objemová stálost (rozepnutí) [mm]
	Počáteční pevnost		Normalizovaná pevnost			
	2 dny	7 dnů	28 dnů			
32,5 N	---	≥ 16,0	≥ 32,5	≤ 52,5	≥ 75	≤ 10
32,5 R	≥ 10,0	---				
42,5 N	≥ 10,0	---	≥ 42,5	≤ 62,5	≥ 60	
42,5 R	≥ 20,0	---				
52,5 N	≥ 20,0	---	≥ 52,5	---	≥ 45	
52,5 R	≥ 30,0	---				

Příklad cementu: CEM II/A-M (S-L-V) 32,5 R

Směsný portlandský cement s množstvím příměsí mezi 6 – 20 %, konkrétně příměsí vysokopecní strusky, vápence a křemičitého popílku, o pevnosti 32,5 MPa s rychlým nástupem pevnosti.

V praxi se pak používají ještě speciální cementy s jinými vlastnostmi: silniční cement, síranuvzdorný cement (použití v prostředí o silné koncentraci síranových iontů), hlinitanový cement (rychlý nástup pevnosti a tvrdosti, od roku 1984 se nesmí používat pro konstrukční účely), rozpínavý cement (pro rozpojování hornin) a bílý cement (výroba z vysokoprocenních vápenců).

Hlinitanový cement:

Poprvé byl hlinitanový cement připraven ve Francii roku 1908 jako mletá směs bauxitu a vápence v poměru 1:1 a jeho doba tuhnutí odpovídala běžnému používanému cementu. Hlinitanové cementy byly v letech 1930 až 1960 využívány na výrobu konstrukčních betonů. Později byly zakázány používat pro konstrukční účely, protože se zjistila v průběhu času nepřipustná ztráta pevnosti a vznik trhlin, které měli za důsledek snadnější schopnost koroze konstrukce.

Výhodou hlinitanových betonů je bezesporu rychlý nárůst pevnosti a tvrdosti betonové směsi, dále možnost betonáže při nízkých teplotách a dobrá odolnost proti síranové korozi.

Pro správnou funkci je však potřeba dodržet zásady jako pečlivost zpracování a odvod přebytečné hydratační tepelné energie. Teplo může způsobit přehřátí konstrukce a dochází tak k rychlému poklesu pevnosti betonu. Proto důležitým úkonem je odvod hydratačního tepla, což je nejsnadnější v zimních měsících, proto se také hlinitanové betony využívaly hlavně při betonáži v zimě, kdy beton s portlandským cementem nebylo možno použít. Bylo by tedy velmi obtížné betonovat v létě a také masivní konstrukce.

Hydratační teplo vzniklé při zrání se pro hlinitanové cementy pohybuje mezi 550 - 660 J.g⁻¹ oproti portlandskému cementu, který vyprodukuje kolem 270 - 440 J.g⁻¹. Nárůst pevnosti je pak v rozmezí od 30 až 70 MPa za 24 h.



Chemickým složením se hlinitanový cement liší od portlandského a to hmotnostním podílem oxidů. Kalciumsilikáty $x\text{CaO}.\text{SiO}_2$ (zkráceně označené CS) typické pro portlandský cement jsou nahrazeny kalciumalumináty $x\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3$ (zkráceně označené CA) a nežádoucími jsou zde křemičitanové složky.

Složení Al-cementu je pak znázorněno v tabulce. Nejtypičtějším charakterizátorem je množství oxidu vápenatého CaO , oxidu hlinitého Al_2O_3 a oxidu železitého Fe_2O_3 .

Tab. č. 6: Hmotnostní podíl složek hlinitanového cementu [8]

Vlastnosti a chování hlinitanových cementů závisí na způsobu vázání oxidů a sloučeninách, které vytváří. Základní složkou je kalciumaluminát CA, který prokazuje značnou aktivitu po dobu hydratace a závisí na něm vlastnosti a chování ztvrdlého cementu.

Pokles pevnosti hlinitanových betonů je často odůvodněn pozvolnou přeměnou (konverzí) hydroaluminátů AH_x , které vznikly hydratací cementu. Tato přeměna může být urychlována vyšším vodním součinitelem, zvýšenou teplotou, malou hutností betonu o určité vlhkosti, oxidem uhličitým CO_2 v ovzduší a přítomností alkálií. Zkouškami bylo zjištěno, že při přeměně hydroaluminátů vzniká uhličitán vápenatý $CaCO_3$ a hydroxid hlinitý $Al(OH)_3$ (gibbsit) to je doprovázeno silným poklesem soudržnosti pojivového tmelu. Dochází ke snížení molekulárního objemu, což vede ke vzniku větší pórovitosti, tvorbě trhlin a poklesu pevnosti.

Některé výzkumy z Maďarska a Francie uvádí možnost použití hlinitanových cementů i v dnešní době, bez zmíněných negativních změn v případě použití velmi hutného betonu a nízkého vodního součinitele.

Mezi konverzí, tedy pozvolným přeměňováním hlinitanu a karbonatací existuje vzájemné zesilování degradačních účinků. Konverzí se zvětší pórovitost, respektive dojde k poklesu difuzního odporu a tím se umožní lepší přístup vzdušného CO_2 do struktury betonu, čímž dochází ke zrychlení karbonatace. Proces podporují také alkálie a vlhkost prostředí. Zdrojem alkálií mohou být v betonu živce, slídy nebo illity, aj. a dále pak alkálie ze záměsové vody.

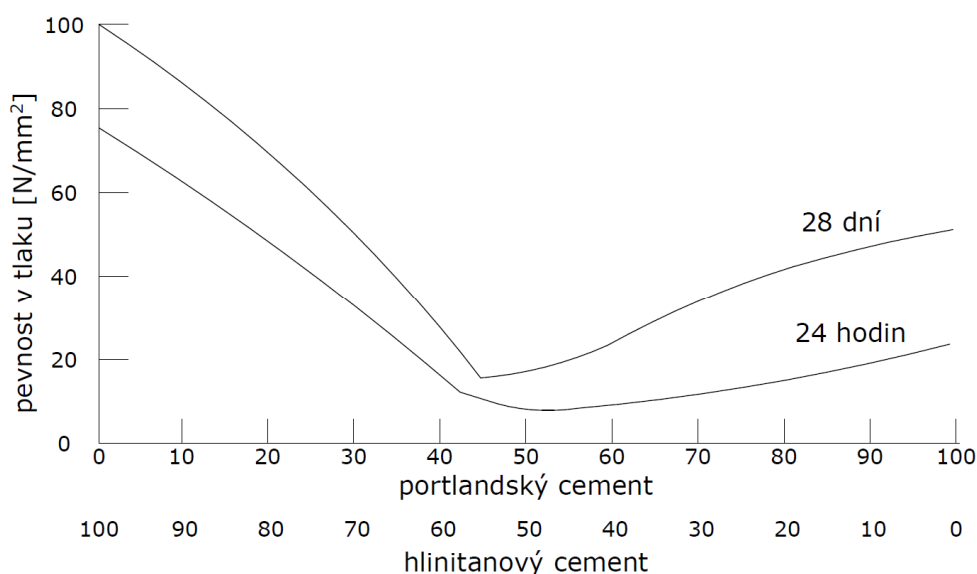
Degradace hlinitanového betonu lze v určité fázi zjistit pouhým okem a jedná se právě o fázi, kdy je tvořen hydrát železa FH_x , který zbarvuje povrch betonu do žlutohnědé až hnědé barvy.

Je zřejmé, že k degradaci přispívají jak vnější tak vnitřní podmínky. Vnějšími podmínkami se myslí přístup a množství CO_2 ve vzduchu dále vlhkost a teplota. Vnitřní podmínky jsou pak vodní součinitel, hutnost a ošetřování betonu a množství cementu.

Degradace pak představuje velmi složitý proces, kde probíhá souhra několika různých vlivů, které se doplňují a někdy podporují a urychlují proces degradace.

Hlinitanový cement jako příměs – urychlovač tvrdnutí a tuhnutí:

Obecně je mísení portlandského a hlinitanového cementu zakázáno. Je to z důvodu vzniku portlanditu z portlandského cementu (ze 10 kg portlandského cementu může vzniknout až 3 kg portlanditu), který vyvolává smísením s hlinitanovým cementem až příliš rychlé tuhnutí (pokud je podíl hlinitanového cementu od 30 do 75 %, může směs tuhnout pouhé 3 min).



Obr. č. 3: Graf pevnost v tlaku portlandského a hlinitanového cementu [20]

Docílení chemické rovnováhy mezi portlandským a hlinitanovým cementem je značně komplikované, proto je mísení obou běžně zakázáno a mísení je ponecháno pouze pro specializované laboratoře.

Hovoří-li se v dnešní době o mísení portlandského a hlinitanového cementu, myslí se tím základ - portlandský cement a hlinitanový pouze ve velmi malém množství, řádově v jednotkách procent vůči celkové směsi cementu. Zde funguje hlinitanový cement jako příměs, kdy má upravit a zefektivnit tuhnutí a tvrdnutí betonu.

Tuto problematiku blíže zkoumali a zpracovali badatelé Szklorzová a Staněk [20], jejichž výsledky zde budou publikovány. Jejich práce se zabývala sledováním účinků hlinitanových cementů na teplotní průběh hydratace a na vývoj pevností.

Předmětem zkoumání byly směsi složené v základu ze dvou portlandských cementů CEM I 52,5 N a CEM I 52,5 R a jako příměsí 5 druhů hlinitanových cementů s hmotnostním podílem 3, 8 a 12 %. Dohromady 30 různých možných kombinací.

Nejpříznivější kombinací byl případ směsi portlandského cementu CEM I 52,5 R s 3 % příměsí hlinitanového cementu, kdy se teplotní průběh jen málo lišil od referenčního vzorku (CEM I 52,5 R bez příměsí hlinitanového cementu) a došlo k překročení pevnosti referenčního vzorku po cca 18 dnech zrání. Avšak sami uznávají nutnost dalších zkoumání a hlubšího ponoření se do dané problematiky, které by podložilo dosažené výsledky.

2. *Kamenivo*

Kamenivo lze definovat jako zrnitý anorganický materiál o maximální velikosti zrn do 125 mm. Kamenivo hraje v betonu úlohu plniva, tvoří cca 75 – 80 % objemu betonu. Má za úkol vytvořit dostatečně pevnou a tlaku odolnou kostru, která vznikne vzájemnou podporou jednotlivých zrn. Křivka zrnitosti kameniva musí být spojitá.

Ne všechna zrna jsou však vhodná jako plnivo, například nevhodná pro použití jsou zrna plochá a podlouhlá (podíl délka/tloušťka je větší než 3). Dále jsou nevhodné jemné částice pod 0,063 mm a zvýšený obsah humusovitých látek obsahující sloučeniny síry. Nebezpečná jsou také zrna tvořena amorfním oxidem křemičitým, která v kombinaci s cementem vyvolávají alkalicko-křemičité rozpínání.

Kamenivo podléhá působení okolního prostředí, neboli dochází k chemické reakci s hydratačními produkty. Fyzikálně chemické vlastnosti kameniva ovlivňují chování celého betonu, např. objemové změny způsobené střídáním teplot a vlhkostí.

Kamenivo se dělí podle původu získávání na přírodní (těžené nebo drcené) a uměle vyrobené. U přírodních kameniv závisí fyzikálně chemické vlastnosti a mineralogické složení a na druhu horniny. U umělých kameniv pak na výrobních surovinách a technologii zpracování.

Kamenivo lze z hlediska hlavních zástupných materiálů rozdělit do dvou skupin na křemičitany a uhličitany. Hlavní se vyskytující horninotvorné minerály jsou různé formy křemene, dále minerály ze skupiny živců, slíd, amfibolů, olivínu, dále pak kalcit a dolomit.

Nejvýznamnějším horninotvorným minerálem je křemen, který je typický svou pevností, tvrdostí a za normálních podmínek je odolný vůči kyselinám. V alkalickém prostředí se však pomalu rozpouští. Rozpustnost křemene závisí pak na teplotě, pH a velikosti částic.

Dále jsou pak kameniva obsahující aktivní formu SiO_2 (opál, chalcedon, tridymit, aj.), která za určitých podmínek reaguje s alkáliemi cementu ($Na_2O + K_2O$) a dochází tak k rozpínání a tvorbě trhlinek a tedy narušování struktury betonu, což je velmi nebezpečné. Reakce je samozřejmě závislá na obsahu alkálií přítomné jak ve zmíněném cementu tak v záměsové vodě.

Podobné zvětšování objemu bylo zaznamenáno u kameniva z dolomitického vápence, za přítomnosti velkého množství alkálií. Na druhou stranu v kyselém prostředí se dolomity a vápence rozpadají, a pokud vzniknou vápenné soli, tak koroze kameniva může nastat dříve než koroze cementového kamene. Pozitivním faktem u vápencového kameniva je dobrá schopnost vázání se s cementem (pro podobnost krystalických mřížek).

Kamenivo dále může obsahovat pyrity a markazity, jejichž oxidací a hydratací dohází ke zvětšování objemu. A také některé organické látky (uhlík, nafta, humus, dřevo, aj.), které snižují především spojitelnost kameniva a cementového tmelu.

Pro správné spojení kameniva s cementovým tmelem jsou důležité určité faktory:

- fyzikální faktory: nerovnost povrchu zrn, čistost povrchu, pórovitost kameniva;
- chemické faktory: mineralogické složení hornin (viz. výše).

Je zřejmé, že pro správnou volbu typu kameniva, budou hrát velkou roli výše zmíněné faktory. Je tedy důležité správně vyhodnotit vnitřní a vnější vlivy, kterým bude beton po dobu své životnosti vystaven a podle toho zvolit vhodný druh kameniva. Pro správné určení jsou zde klíčové platné normy, které udávají hranice použití daného druhu kameniv, což je velmi praktické a zjednodušující řešení.

3. Záměsová voda

Kvalitou nejen záměsové, ale i ošetřovací vody se zabývá norma ČSN EN 1008 [4]. Kde lze naléznout požadavky na chemické složení, kterými se musí řídit veškeré použité přírodní vody, pokud se nejedná o vodu pitnou, pro kterou je výjimka a lze ji použít přímo bez zkoušek. Použití znečištění odpadních vod je nepřipustné.

Pokud je zapotřebí zkoumat vhodnost vody, provádí se v laboratoři ověření na tělískách z cementové malty.

Nejvýhodnější je však použít vodu pitnou, která nepodléhá složité kontrole. Teoreticky by se dala využít pro prosté a slabě vyztužené betony i slaná mořská voda, což by bylo výhodné zejména v přímořských a ostrovních oblastech kde pitná voda je poměrně nedostatkový produkt. Slanost vody je však omezena na 35 g.l^{-1} , při obsahu $\text{SO}_4^{\text{II-}}$ max. $2,7 \text{ g.l}^{-1}$ a pH je limitováno, stejně jak u neslané vody, na min. 4. Využití slané vody je omezeno na portlandské (CEM I), vysokopecní cementy (CEM III), porculánové (CEM IV) a je nevhodné pro betony z hlinitanových cementů.

Pokud má mořská voda výše uvedené parametry, tak beton nijak neztrácí na tvrdosti, pouze se prodlužuje doba tvrdnutí, ale pro obytné stavby se nedoporučuje, protože váže vlhkost a je zde možnost vytvoření výkvětů. Dále se nedoporučuje použít slané vody pro železobetony a předpjaté betony.

2.2. Betonářská ocel [18]

Pro vyztužování železobetonových konstrukcí se nejčastěji využívá betonářská výztuž. Jako betonářská výztuž jsou využívány dráty, pruty, případně svařované sítě.

Pojem betonářská ocel je obchodním názvem betonářské vložky, která je základním prvkem betonářské výztuže. Jedná se o ocelový výrobek kruhového či téměř kruhového charakteru. Povrch betonářské oceli respektive vložky, může být, hladký, s žebírky nebo s vtisky. Pro nosnou betonářskou výztuž je doporučeno používat profily minimální 5 mm. Obvykle se vyrábějí profily do 32 mm.

Betonářská ocel má v porovnání s betonem mnohonásobně větší pevnost, která je v tahu i tlaku stejná. Pevnost se pohybuje v rozmezí 320 – 700 MPa. K popisu vztahu mezi napětím a přetvořením souží pracovní diagram oceli. Diagram určuje chování oceli respektive míru přetvárnosti závislou na míře napětí. Nejvýznamnějšími charakteristikami oceli jsou: mez úměrnosti, mez kluzu a mez pevnosti. A však pro použití oceli jako výztuže je rozhodující charakteristikou právě mez kluzu. Pokud by totiž provozní zatížení vyvolávalo napětí nad tuto mez, mělo by to za důsledek velké protažení výztuže a z toho plynoucí nadměrná trvalá přetvoření a také trvalé rozevření trhlin. Jednoduše řečeno konstrukce by přestala sloužit svému účelu.

Pro navrhování železobetonových konstrukcí podle normy ČSN EN 1992-1-1 [6] jsou nejdůležitějšími charakteristickými vlastnosti betonářské oceli: mez kluzu (vyznačená nebo smluvní, maximální skutečná mez kluzu, tažnost, ohýbatelnost, charakteristická soudržnost, průřezové rozměry a tolerance, únavová pevnost a svařitelnost.

V České republice se používá výztuž s charakteristikou mezí kluzu v rozmezí 400 – 600 MPa, plus musí vyhovovat dalším požadavkům, týkající se výše uvedených vlastností. Betonářská výztuž, vyhovující na území ČR je pak uvedena v tab. č. 7.

Tab. č. 7: Betonářské výztuže vyráběné v ČR a vyhovující veškerým požadavkům [18]

Výztuž	Označení	Jmenovitý průměr [mm]	Povrch	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	Tažnost	Svařitelnost
10425	V	6, 8 až 32	žebírkový	420	520	B	dobrá
10505.0	R	8 až 36	žebírkový	500	550	B	dobrá
10505.9	R	8 až 36	žebírkový	500	550	B	podmínečná
KARI drát	W	4, 5, 6, 7, 8, (10)	žebírkový	500	550	B	-
Sítě	SZ	4, 5, 6, 7, 8	žebírkový	500	550	B	-

Problematikou oceli se v následujícím textu bude zabývat již jen podkapitola 2.4. a to z důvodu, že tato práce je převážně orientovaná na beton.

2.3. Degradace betonu vlivem prostředí [16], [21]

Pro určení a popis degradačních procesů a jejich důsledků je potřebná znalost podrobného složení jednotlivých elementů betonu respektive železobetonu a jak spolu tyto složky reagují, co vytváří a jakou mají dohru na životnost betonu. Dále je potřeba znalost prostředí, ve kterém betonová konstrukce bude staticky působit.

Vlivem prostředí je myšleno, působení agresivních látek z okolí na materiál konstrukce. K chemické reakci dochází při styku agresivní látky s betonem. Stěžejním předpokladem pro chemickou reakci je přítomnost vody, buď v kapalném nebo plynném skupenství. Pohyb těchto agresivních látek v pórové struktuře betonu, je popsán pomocí zákonů difúze (viz část 2.3.1.). Celý proces, vníkaní látek do struktury betonu, je poměrně pomalý, proto důsledky jsou z pravidla patrné až po několika letech. Výjimku tvoří velmi silné anorganické kyseliny, které postupují a projevují se velmi rychle. Vyšší rychlosti reakce lze docílit zvýšením teploty, kdy tepelná energie rozkmitá ionty a molekuly a tak urychlí celý proces.

Dalšími degradačními činiteli je vliv mechanického působení a opakované změny teplot. Vlivem mechanického působení (tření, nárazy) se drtí a obrušuje cementový tmel, následkem čehož dochází k uvolňování zrn kameniva. Takovéto narušené plochy pak lépe podléhají účinkům agresivních látek. Obdobou je pak obrušování povrchu proudící vodou, kdy voda opět vymývá cementový tmel a uvolňuje tak kamenivo.

Z teplotních změn jsou nejpodstatnější účinky mrazu respektive střídání zmrazování a rozmrazování. Pro každý beton je charakteristický počet cyklů, zmazení-rozmrazení, kdy nedojde k porušení betonu. Vnitřní napětí v betonu, které má za důsledek jeho porušení, pak nastává v důsledku rozdílných teplotních roztažností jednotlivých složek betonu. Póry a trhlinky obsahující vodu v kapalném skupenství, se při mrazu rozvíjejí, díky tlakům způsobeným zmrzlou vodou, respektive ledem, který má o 9% větší objem než tekutá voda.

Podstatná je nasákavost betonu, pokud beton nasaje roztoky soli a důsledkem zvýšení teploty se voda začne vypařovat, dochází ke krystalizaci soli. Krystalizační tlaky jsou vyšší jak pevnost betonu v tahu, z čeho plyne narušení betonu.

2.3.1. Pohyb částic strukturou betonu

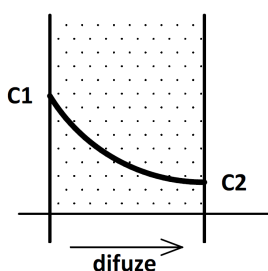
Dva základní faktory, které působí na chemické a fyzikální procesy degradace betonu, jsou pohyb částic, plynů póry a trhlinami a voda. Dále pak závisí na velikosti a provázanosti póru, velikosti a tvaru trhlin a na zaplnění póru a trhlin vodou.

Pórová struktura cementu se charakterizuje podle velikosti a otevřenosti póru (vzájemné propojení póru). Pokud jsou póry vzájemně propojené, může mezi nimi docházet k přesunu kapalin a plynů. Velikosti póru v cementu se pohybují v rozmezí cca od 10^{-10} až 10^{-2} m a dělí se do tří kategorií: mikro póry, kapilární póry a makro póry. Kapilární póry a makro póry jsou významné z hlediska trvanlivosti.

Difuze

Difuze je proces rozptylování se částic v prostoru, respektive částičky z prostředí s velkou koncentrací přechází do prostředí s menší koncentrací. Tak jako i u jiných systémů, je i zde snaha o docílení rovnováhy.

Jak již bylo zmíněno, v úvodní části podkapitoly 2.3., pro popis procesu pronikání plynů a vodních par do kapilární struktury materiálu jsou použity zákony difuze. Pro difuzní procesy je potřeba rozdílnosti koncentrací rozpouštěných látek (C_1 , C_2). Směr difuze je vždy z prostředí o větší koncentraci (C_1) do prostředí s nižší koncentrací (C_2). Síla pohybu částíček je dána rozdílem koncentrací C_1 , C_2 .



Obr. č. 4: Směr difuze v pórovitém materiálu [21]

V případě difuze vzdušných plynů (CO_2 a O_2) proniká ze vzdušného prostředí do povrchové struktury betonu, kde oxid uhličitý reaguje s cementovým tmelem a kyslík se uplatňuje u koroze ocelové výztuže.

Zákony difuze:

I. Fickův zákon – je matematickým vyjádřením difuze, [16]. Předpokládá se, že difundující částice vibruje a pohybuje se stále do nových rovnovážných poloh.

$$i = -D \cdot \text{grad}(C) \quad (1)$$

Hustota difuzního toku (množství difundující látky), procházející plochou za jednotku času i [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$] je přímo úměrná gradientu koncentrace C [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$], v kolmém směru k této ploše a součinitelem úměrnosti D [$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$].

Formulace I. Fickova zákona se shoduje s formulací Fourierova zákona pro vedení tepla v tuhém tělese, tedy, [16]:

$$q = -\lambda \cdot \text{grad}(t), \quad (2)$$

kde hustota tepelného toku q [$\text{W} \cdot \text{m}^{-1}$] je přímo úměrná gradientu teploty t [$^{\circ}\text{C}$] v kolmém směru k této ploše a součiniteli tepelné vodivosti λ [$\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$].

První Fickův zákon je pro konstantní koncentraci ($C = \text{konst.}$). Pro sledování změn koncentrace v čase, je zapotřebí sestavit diferenciální rovnici, která se nazývá

II. Fickův zákon, jeho znění pro trojrozměrný případ je [16]:

$$\frac{\partial C}{\partial \tau} = D \cdot \left[\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} \right], \quad (3)$$

kde τ je čas v [s]. Běžně se využívá vztah pro jednorozměrný případ difuze. A je zde opět analogie s nestacionárním vedením tepla, dáno vztahem, [16]:

$$\frac{\partial t}{\partial \tau} = a \cdot \left[\frac{\partial^2 t}{\partial x^2} \right], \quad (4)$$

kde a [$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$] je součinitel tepelné vodivosti.

2.3.2. Druhy degradací [26]

Příčiny degradace stavebních materiálů lze rozdělit do tří skupin:

Fyzikální degradace: na stavební materiál působí vnitřní či vnější síly a tlaky. Jsou to mechanické vlivy (nárazy, tření, proudící voda), změny teploty, vlhkostní změny.

Chemická degradace: mění se chemické složení materiálu či některé z jeho složek při reakci s plynými agresivními látkami z ovzduší, dále s roztoky kyselin, zásad a solí a také s organickými látkami. Důsledkem chemické koroze je například změna barvy, objemu nebo také zvýšení rozpustnosti napadené složky.

Biologická degradace: způsobena živými organismy. Působení živých organismů by se dalo rozdělit na fyzikální degradaci (mechanické působení tlaků prorůstajících kořenů rostlin) a chemickou degradaci (působení mikroorganismů, rozpouštění substrátu „lišejníkovými“ kyselinami, aj.).

Z uvedených degradací je nejzajímavější z hlediska probíhajících reakcí a důsledků určitě chemická degradace, proto se nadále bude práce zabývat právě jí.

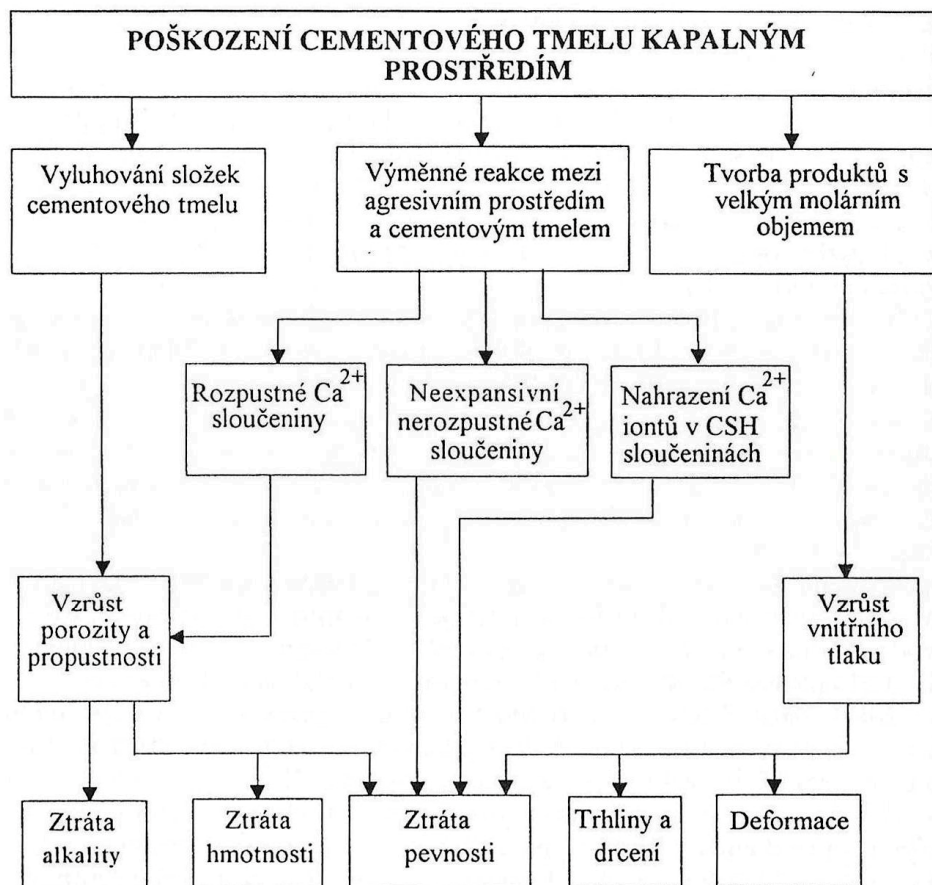
2.3.3. Chemická degradace betonu [21]

Z hlediska složení se koroze betonu dělí na korozi cementového tmele a korozi kameniva.

1) *Degradace cementového tmele*

Chemická degradace je způsobena prostředím s obsahem agresivních látek ve skupenství plynném nebo kapalném.

a) Kapalné agresivní prostředí - schéma poškození viz obr. č. 5.



Obr. č. 5: Schéma poškození cementového tmelu kapalným prostředím [21]

POZN.: CSH = $x\text{CaO} \cdot y\text{SiO}_2 \cdot z\text{H}_2\text{O}$ označovány jako hydrosilikáty.

b) Plynné agresivní prostředí – obsahuje látky kyselého charakteru (CO_2 , SO_2 , NO_2 , HCl , H_2S , HF) a ostatní (NH_3 , Cl_2).

Rychlost degradace je pak dána ochotou a silou agresivní látky reagovat se svrchní vrstvou betonu. Pokud působí na svrchní vrstvu látka s menší ochotou rozpustnosti, vytvoří na povrchu vrstvičku, která do určité míry může chránit materiál před dalším proniknutím agresivních látek. Rychlost degradace lze pak popsat pomocí zákonů difuze.

Podstatou chemické degradace je vždy rozklad hydroxidu vápenatého $\text{Ca}(\text{OH})_2$ obsaženého v hydratovaném cementu. Tento rozklad hydroxidů se nazývá hydrolýza. Hydrolýzu $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ovlivňuje přítomnost iontů, kdy odlišné ionty jako (Na^+ , K^+ , Cl^- , aj.) hydrolýzu podporují a naopak stejné ionty (Ca^{+2} , OH^-) ji zpomalují.

Rozklad probíhá v důsledku vyluhování, kde se uplatní vody říční, rybníční a srážkové, obsahující malé množství vápenatých a hořečnatých iontů. Může dojít až k úplnému vyloužení Ca(OH)_2 v důsledku čehož dojde k ztrátě pojivových schopností tmelu a vzniku pouze oxidů s nepojivou schopností. Vyluhováním Ca(OH)_2 tedy cement ztrácí pojivost a umožňuje tak lepší přístup dalších agresivních látek, což znamená postupné snižování mechanických vlastností betonu.

Reakce agresivního prostředí s cementovým tmelem vedou ke vzniku dobře rozpustných sloučenin. Za agresivní prostředí jsou považovány: kyseliny, agresivní CO_2 , alkálie, hořečnaté a amorfnní soli (jiných než siranů).

Reakcí **kyselin** a hydroxidu vápenatého vznikají nesoudržné nebo dobře rozpustné vápenaté soli. Rychlost této reakce je závislá na síle kyseliny, její koncentraci, rozpustnosti a odstranění vzniklých solí prostředím. Pokud působí velmi silné a koncentrované kyseliny, rychlost degradace je nezávislá na složení cementového tmelu, protože koncentrované kyseliny reagují velmi rychle. Pouze v případě, že kyselina je slabá, zředěná, pak rychlost degradace závisí na složení cementového tmelu. Kyseliny agresivního prostředí jsou buď původu anorganického nebo organického. S anorganickými kyselinami se betonová konstrukce může setkat v chemických provozech a s organickými v zemědělství a potravinářském průmyslu.

S **oxidem uhličitým** CO_2 se cementový tmel dostane do styku společně s vodami, které CO_2 obsahují. Pokud je CO_2 agresivní reaguje s hydroxidem vápenatým, za vzniku uhličitanu vápenatého CaCO_3 , který se dále v důsledku působení CO_2 rozpouští na hydrogenuhličitan vápenatý $\text{Ca(HCO}_3)_2$, který se z cementového tmelu vyluhuje.

Obdobně jakou u koncentrovaných kyselin, tak i u silných a koncentrovaných **alkálií** (NaOH , KOH) dochází k rozpadu pojivové složky cementového tmelu. Avšak zředěné alkalické roztoky škodlivě nepůsobí, neprojevují se.

Při hydrolýze **hořečnatých a amonných solí** vznikají „mateřské“ kyseliny daných solí a daný hydroxid, který je nepojivý a nerozpustný. Nakonec zhydrolyzuje všechny Ca(OH)_2 a vzniklé nerozpustné hydroxidy se vyluhují.

Produktem některých reakcí jsou krystaly, které vyvíjejí značné tlaky (řádově v desítkách MPa), což vede ke vzniku trhlin a snížení pevnosti betonu, v extrémních případech dochází až k úplnému rozpadu betonu. Nejčastějšími činiteli tohoto procesu jsou sírany. Mezi nejagresivnější sírany patří síran vápenatý CaSO_4 a rozpustné sírany (nerozpustné sírany degradaci nepříčiňují). Při určité koncentraci síranů vzniká sádrovec, který má za důsledek zvětšení objemu o cca 17 %, což vede opět k porušení struktury cementového tmele.

Dělení degradace podle povahy děje mezi agresivní složkou a součástmi betonu [8]:

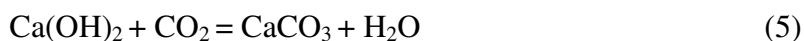
koroze I. druhu – výsledek pouhého rozpouštění a vyluhování složek cementu;

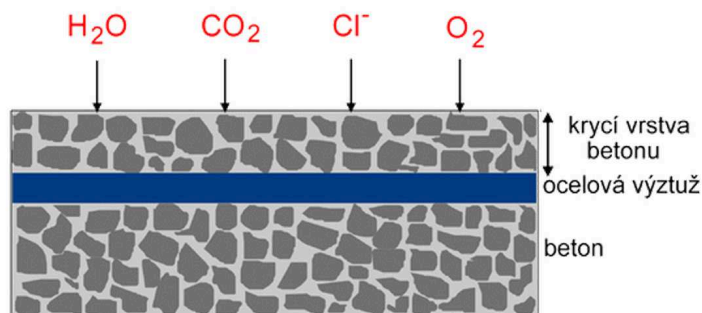
koroze II. druhu – je způsobena reakcí složek cementu s rozpouštěnými chemickými agresivními látkami za vzniku lehce rozpustných sloučenin nebo takových sloučenin, které nemají vazné vlastnosti;

koroze III. druhu – nově vznikající reakční produkty se hromadí v pórech a kapilárách cementového kamene, kde při krystalizaci vyvíjejí značné napětí, které vede k porušení betonu.

Karbonatace betonu:

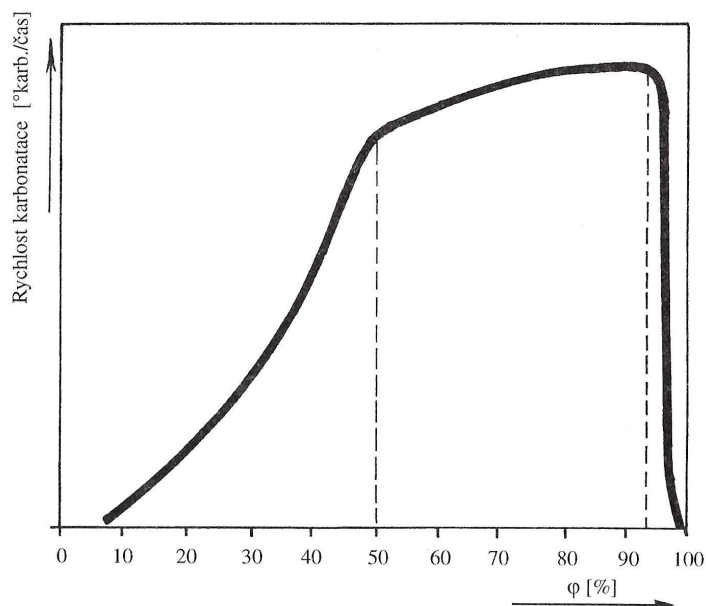
Další hrozbou pro cementový tmel je působení kyselých plynů. Zde se bude hovořit o karbonataci, které je připisována největší váha. Za určitých podmínek dochází k reakci vzdušného CO_2 s Ca(OH)_2 , dochází k postupnému poklesu pH, ze zásaditého na kyselé (až na hodnotu 8,3 pH), což je vhodné prostředí pro následující korozi betonářské výztuže v ŽB. Základní reakce charakterizující proces karbonatace:





Obr. č. 6: Hlavní složky prostředí, způsobující depasivaci oceli v betonu [34]

Rychlost karbonatace je závislá na relativní vlhkosti ϕ vzduchu viz obr. č. 7.



Obr. č. 7: Závislost rychlosti karbonatace na relativní vlhkosti vzduchu ϕ podle Matouška [16]

Čtyři etapy karbonatace [16]:

I. etapa – reakcí hydroxidu vápenatého Ca(OH)_2 s oxidem uhličitým CO_2 vzniká uhličitán vápenatý CaCO_3 , krystalizující v pórech ve formě kalcitu. Poklesem koncentrace hydroxidu vápenatého je umožněno jeho další rozpouštění, což vede k další karbonataci. Uhličitán vápenatý a hydroxid vápenatý vyplní kapilární póry cementového kamene, čímž dojde ke snížení pórovitosti, což vede k zvýšení odolnosti proti agresivním látkám a hlavní mechanické vlastnosti betonu se v této etapě stávají výhodnějšími (nárůst pevnosti, aj.).

II. etapa – dochází k přeměně ostatních hydratačních produktů cementu. Vznikají modifikace uhličitanu vápenatého CaCO_3 (ve formě jemnozrnných krystalků) a amorfni oxid křemičitý SiO_2 . Vlastnosti betonu se příliš nemění, mechanické vlastnosti se pohybují kolem původních hodnot. Postupné snižování pH a tedy počátek depasivace výztuže (dochází k její korozi).

III. etapa – dochází k rekrystalizaci jemnozrnných útvarů CaCO_3 . Hojně se tvoří krystaly kalcitu a aragonitu, které mají více jak 10x větší rozměry, než původní krystaly. Přitom mohou i méně stálé modifikace CaCO_3 , vlivem vlhkosti, déle trvající karbonatace a vyšších teplot, přecházet do stálejších modifikací. Dochází ke zhoršení mechanických vlastností a to vlivem krystalizačních tlaků na stěny pórů. Výrazně se sníží pH betonu.

IV. etapa – nastává úplná karbonatace betonu. Krystaly aragonitu a kalcitu prostupují již celou strukturou cementového kamene, což může vést až k ztrátě pevnosti a rozpadání cementového kamene. Avšak hodnota pH je tak nízká, že nedochází k výrazné korozi výztuže.

Koroze výztuže při karbonataci betonu postupuje rychleji, než dochází k rozrušení cementového tmelu, tedy výztuž a tedy i celá konstrukce doslouží dříve, než nastane IV. etapa karbonatace.

Nejčastěji karbonatace proběhne pouze do II. etapy, jen výjimečně pak nastane III. či IV. etapa (k tomu dochází v případě intenzivních zdrojů CO_2).

Zařazení betonu do etapy karbonatace [16] :

Zařazení se provádí na základě stupně karbonatace $^{\circ}K$ [%] a stupně modifikační přeměny $^{\circ}MP$ [-].

Stupeň karbonatace $^{\circ}K$ se určí výpočtem z obsahu CaO a SO_3 zjištěných chemickým rozbořem a z obsahu CO_2 vázaného na jemnozrnný a hrubozrnný CaCO_3 stanoveným derivatografickým rozbořem.

Nejprve se vypočte obsah zkarbonatovaného CaO [%] (značí se CaO_{karb}) [16]:

$$\text{CaO}_{\text{karb}} = 1,273 \cdot (\text{CO}_{2j} + \text{CO}_{2h}), \quad (6)$$

kde

CO_{2j} obsah CO_2 vázaného na jemnozrnný $CaCO_3$, v [%],

CO_{2h} obsah CO_2 vázaného na hrubozrnný $CaCO_3$, v [%].

Stupeň karbonatace $^{\circ}K$ se pak vypočte podle vztahu [16]:

$$^{\circ}K = \frac{CaO_{karb}}{CaO - 0,7 \cdot SO_3} \cdot 100, \quad (7)$$

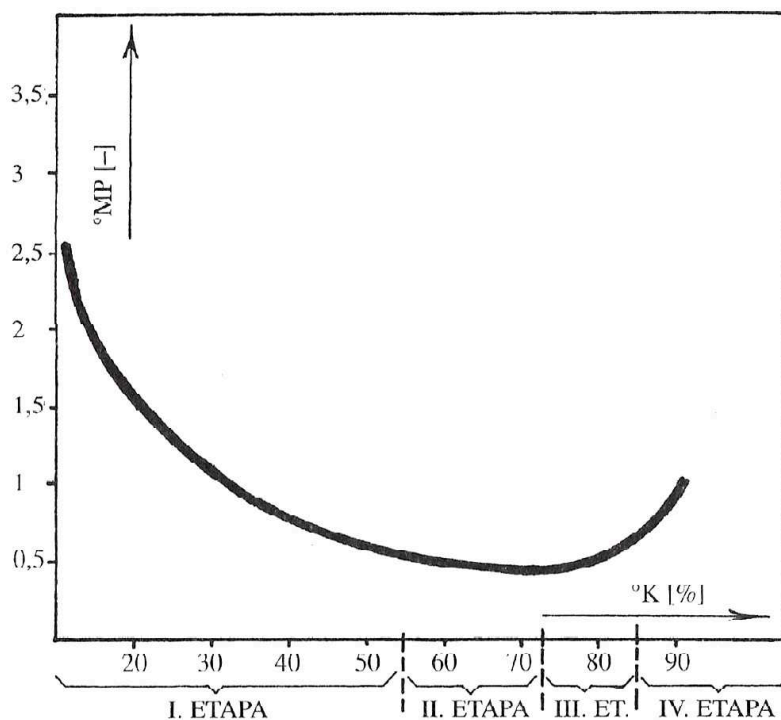
kde

CaO a SO_3 jsou obsahy daných oxidů v [%].

Stupně modifikační přeměny $^{\circ}MP$ [-] se vypočte z obsahu CO_2 vázaného na jemnozrnný a hrubozrnný $CaCO_3$ stanoveným derivatografickým rozбором [16]:

$$^{\circ}MP = \frac{CO_{2h}}{CO_{2j}}. \quad (8)$$

Z následujícího grafu, je pak patrný vývoj stupně karbonatace $^{\circ}K$ v závislosti na stupni modifikačních přeměn $^{\circ}MP$.



Obr. č. 8: Závislost stupně modifikačních přeměn $^{\circ}MP$ na stupni karbonatace $^{\circ}K$ [16]

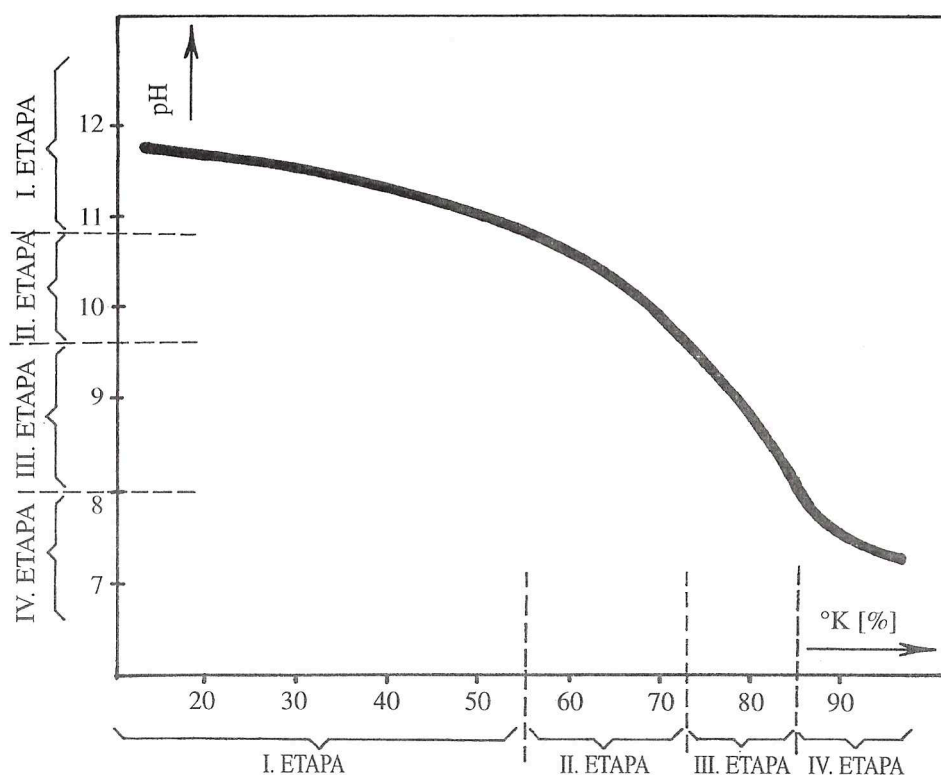
Další z možností určení etapy karbonatace je zařazení podle hodnoty pH , viz tabulka níže.

Tab. č. 8: Mezní hodnoty stupně karbonatace ($^{\circ}K$), stupně modifikačních přeměn ($^{\circ}MP$) a hodnoty pH výluhu ve vztahu k etapám karbonatace [16]

ETAPA	$^{\circ}K$	$^{\circ}MP$	pH
	%	-	
I	< 55	> 0,5	> 10,8
II	55 - 73	0,5 - 0,4	10,8 - 9,6
III	73 - 85	0,4 - 0,8	9,6 - 8,0
IV	> 85	< 0,8	< 8,0

Jelikož se hranice hodnot daných etap překrývají, jsou hodnoty považovány pouze jako orientační. Závislosti byly získány výzkumem profesora Matouška z vyhodnocených 76 vzorků starých betonů.

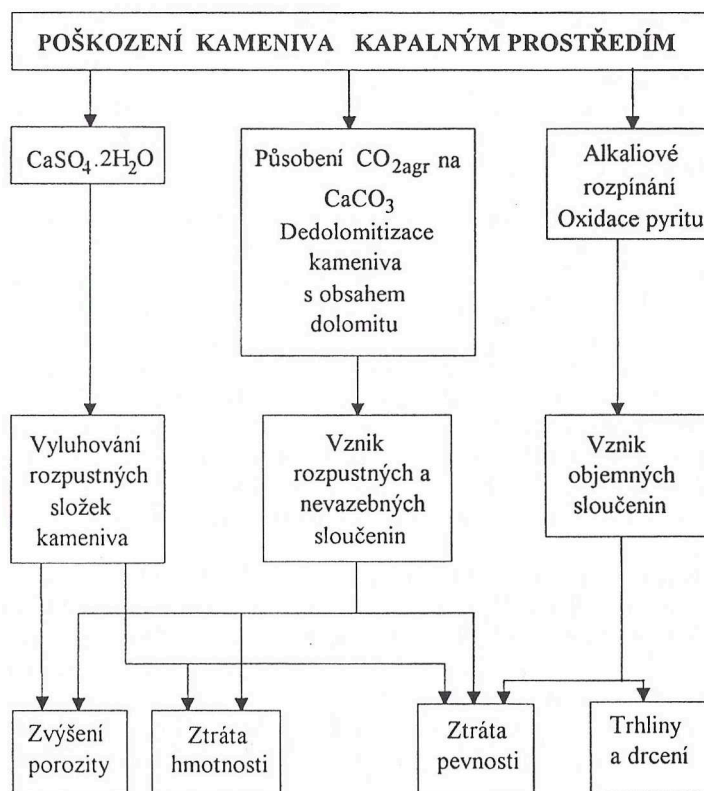
Pro snadnější rozeznání daných etap byl vytvořen graf závislosti stupně karbonatace $^{\circ}K$ [%] a hodnoty pH výluhu.



Obr. č. 9: Závislost mezi stupněm karbonatace $^{\circ}K$ a hodnotou pH výluhu u šterkopískových betonů, s vyznačením etap karbonatace [16]

2) Degradace kameniva

Degradace kameniva je závislá na jeho složení. Schéma níže, pak popisuje poškození kameniva kapalným prostředím.



Obr. č. 10: Schéma poškození kameniva kapalným prostředím [21]

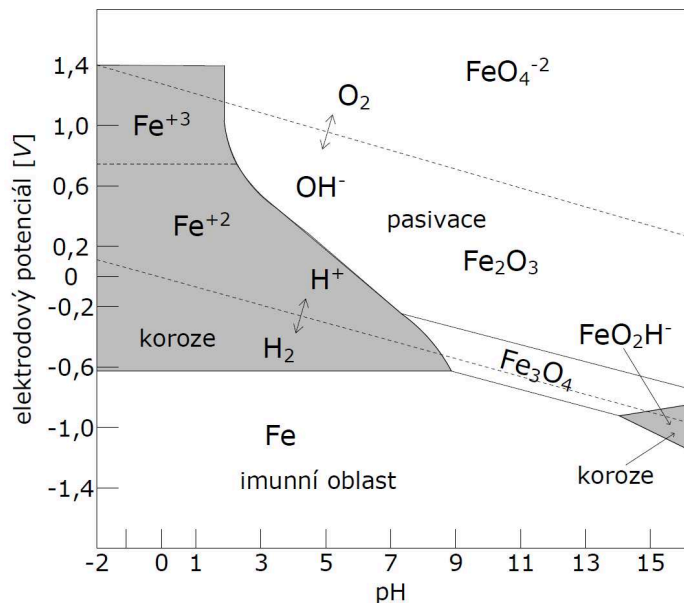
Rozpustné složky kameniva mohou být vyluhovány vodou, jako například sádrovec $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$. Kyselé roztoky pak poškozují uhličitanové kamenivo (vápenec, dolomit).

Určité minerály v kamenivu mohou oxidovat a tak zvětšit svůj objem. Dochází pak k tvorbě drobným trhlinek a může dojít až k rozpadu betonu

2.4. Degradace oceli

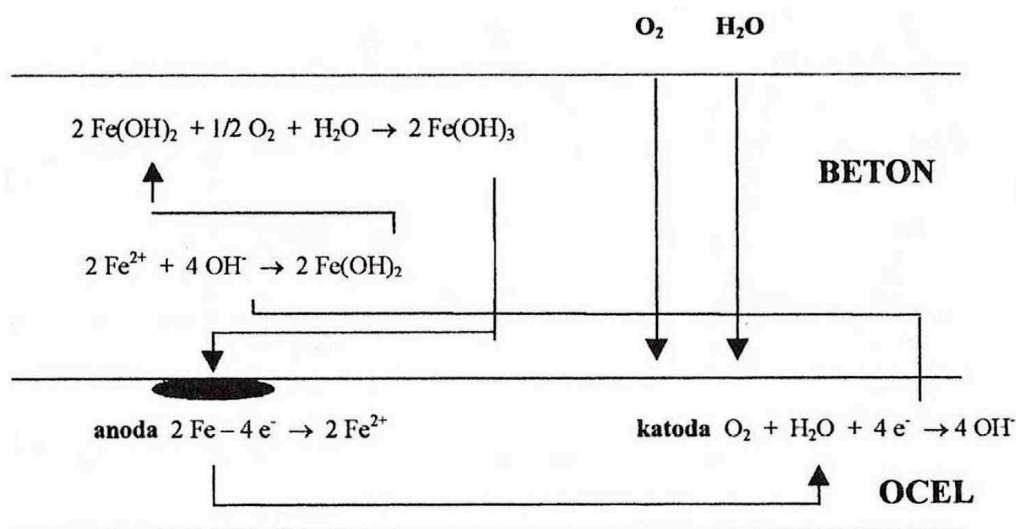
Podstatou degradace oceli je přechod základních neboli elementárních iontů železa Fe^0 na vyšší oxidační stavy Fe^{+2} a Fe^{+3} . Tyto ionty pak vytváří nerozpustné produkty, jejichž molární objem je až 4x větší než molární objem elementárního železa. Zvětšování objemů logicky způsobí vnitřní tlaky, které pak způsobí krycí vrstvu betonu.

Podmínky koroze výztuže popisuje Pourbauxův diagram (viz. obr. č. 11)



Obr. č. 11: Pourbauxův diagram – degradace oceli [33]

Degradace ocelové výztuže lze popsat jako elektrochemický proces, obsahující anodický děj (oxidací železa) a katodický děj (kyslíkovou depolarizaci v alkalickém prostředí). Tento proces degradace oceli je schématicky popsán v následujícím obrázku.



Obr. č. 12: Schéma degradace výztuže v betonu [21]

Pro degradaci výztuže je důležitá přítomnost kyslíku O₂ a vody (vlhkosti) H₂O na katodě. Na anodě pak dochází k anodické reakci, což je rozpouštění kovu. Rychlost degradace

je pak podmíněna difuzí O_2 krycí vrstvou betonu a také druhem cementu. Nejvyšší korozní rychlost je pak mezi 70 - 90% relativní vlhkosti a nejnižší pak při relativní vlhkosti rovné 100%.

K degradaci výztuže dochází po proběhnutí karbonatace neboli karbonatační fronta dosáhne vrstvy krycí betonu, čímž dojde ke změně pH ze zásaditého (vlastní pro cementový tmel) na kyselé prostředí, které pak umožňuje průběh degradačních reakcí. Jedná se hlavně o atmosférické plyny, jako jsou CO_2 , SiO_2 , NO_x .

Dalším činitelem, který dokáže způsobit degradaci ocelové výztuže je přítomnost vodou rozpustných chloridů, která způsobuje zničení pasivační vrstvy na povrchu výztuže. S chloridy se nejčastěji vyskytují u mostních a silničních staveb, kde se využívají soli jako posyp před namrzáním. Jsou to zejména chlorid sodný $NaCl$ a v menší míře chlorid vápenatý $CaCl$. Transport chloridových iontů je opět difuzní proces, který lze popsat na základě matematického modelu (viz část 2.5.2.).

Míra schopnosti koroze je tzv. prahová míra chloridů, která může být dána koncentračním poměrem C^{Cl^-} / C^{OH^-} .

Degradace také probíhá na základě tzv. bludných proudů, které probíhají ve výztuži ŽB konstrukce, umístěných v blízkosti drah elektrizovaných stejnosměrným proudem (střídavý proud není také vyloučen).

Druhy koroze výztuže

Rovnoměrná koroze: se projevuje rovnoměrně po povrchu výztuže a způsobuje postupné zmenšování účinného průřezu výztuže. Jak již bylo popsáno, v důsledku koroze dochází k nabytí objemu a tím k vzniku vnitřního napětí na okolní beton, což má za následek porušení krycí vrstvy betonu v extrémních případech až k jejímu odprýsknutí.

Důlková koroze: vzniká v místě narušení krycí vrstvy (např. chloridy). Z důvodu narušení malého místa, je tedy anoda malá, a proto dochází ke korozi do hloubky výztuže. Koroze postupuje poměrně rychle, za vzniku vrubů. Následkem této koroze dochází k oslabení profilu výztuže.

Mezikrystalická koroze: se projevuje zejména u předpjatých výztuží. V důsledku této koroze dochází k tvorbě trhlin ve výztuži. Rozděluje se na anodickou a katodickou mezikrystalickou korozi.

2.5. Matematický modely degradace betonu

Deterministické matematické modely degradace betonu lze rozdělit do dvou skupin podle působících vnějších činitelů a to na modely karbonatace a působení chloridů. Modely jsou založeny na již několikrát zmiňované difuzi a vychází z II. Fickova zákona (vzorec č. 3).

Podstatou je zjistit tzv. iniciační čas (t_i), to je za jakou dobu od vybudování konstrukce dojde k depasivaci výztuže. K počátku depasivace výztuže dochází v okamžiku, kdy pomyslná karbonatační (x_c) respektive chloridová (x_{Cl}) fronta je rovna a krycí vrstvě (c) betonu ($x_c = c$ respektive $x_{Cl} = c$).

Bližší specifika jednotlivých modelů jsou popsány níže.

2.5.1. Matematický model karbonatace betonu [21], [11]

Základním vztahem pro modely karbonatace je výpočet karbonatační fronty x_c [mm], [21]:

$$x_c = A \cdot \sqrt{t}, \quad (9)$$

kde t [roky] je zmíněný iniciační čas a A je parametr, jehož tvar závisí na právě použitém modelu karbonatace. Tedy modely karbonatace se rozlišují definicí parametru A . Volba modelu je závislá na dostupných informacích o složení betonu, o vlhkosti, dále závisí na difuzním koeficientu, atd.

Pro ukázkou bude uveden pouze jeden z řady modelů a to model podle Papadakis a Matouška [21]:

$$A = 350 \frac{\rho_c \left(\frac{m_v}{m_c} - 0,3 \right)}{\rho_v \left(1 + \frac{\rho_c}{\rho_v} \frac{m_v}{m_c} \right)} f_{RH} \sqrt{\left(1 + \frac{\rho_c}{\rho_v} \frac{m_v}{m_c} + \frac{\rho_c}{\rho_a} \frac{m_a}{m_c} \right) \cdot c_{CO_2}}, f_{RH} = \left(1 - \frac{RH}{100} \right). \quad (10)$$

Tento model pracuje se znalostí objemových hmotností cementu ρ_c , vody ρ_v a kameniva ρ_a , hmotností cementu m_c , vody m_v a kameniva m_a , a dále pak na znalosti

poměrné relativní vlhkosti RH [%] na jejímž základě se stanoví linearizovaná funkce f_{RH} [-] a v poslední řadě je nutné znát koncentraci CO_2 c_{CO_2} [mol.m⁻³] okolního prostředí.

2.5.2. Matematický model pronikání chloridů [21]

Obdobně jako u modelu karbonatace se určuje karbonatační fronta x_c , i zde se určí pomyslná chloridová fronta x_{Cl} [mm], [21]:

$$x_{Cl} = 1000 \sqrt{\frac{2D_{e,Cl^-} [Cl^-(aq)]_0}{3,536 [Cl^-(s)]_{sat}}} \cdot t_{cr} \cdot 10^{-7}, \quad (11)$$

kde vystupuje koncentrace Cl [mol.m⁻³] (aq = kapalné skupenství, s = pevné skupenství, 0 = fáze beton blízko povrchu, sat = saturovaná fáze), dále efektivní difuzní koeficient $D_{e,Cl}$ [m.s⁻²], který má tvar [21]:

$$D_{e,Cl^-} = 0,15 \frac{1 + \rho_c w}{1 + \rho_c w + \frac{\rho_c}{\rho_a} \frac{m_a}{m_c}} \left(\frac{\rho_c w - 0,85}{1 + \rho_c w} \right)^3 D_{e,Cl^-,H_2O}, \quad (12)$$

kde D_{e,Cl,H_2O} je difuzní koeficient pro Cl v nekonečném roztoku. A t_{cr} [roky] je iniciační čas respektive čas depasivace výztuže, který lze vypočítat [21]:

$$t_{cr} = \frac{[Cl^-(s)]_{sat} \cdot \left(\frac{c}{1000} \right)^2}{3,1536 \cdot 10^7 \cdot 2 \cdot D_{e,Cl^-} [Cl^-(aq)]_0 \left(1 - \frac{[Cl^-(aq)]_{cr}}{[Cl^-(aq)]_0} \right)^2}, \quad (13)$$

kde cr = prahový koeficient.

3. Stavebně technický průzkum (STP)

Zásadním předpisem pro provádění stavebně technického průzkumu je Česká technická norma ČSN ISO 13 822: 2005 - Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí, která nahradila dřívější normu ČSN 73 0038 z roku 1986.

STP se provádí v případě starých i nových stavebních objektů. V obou případech se jedná o zjištění aktuálního stavu stavby. U novostaveb je STP potřebný v případě ověření, zda daná konstrukce, daný materiál opravdu odpovídá projektu. Tedy je součástí jakési jakostní prohlídky nově vybudované konstrukce. Nejčastěji se však STP zabývá staršími objekty, u kterých je potřeba zjistit aktuální stav a další využitelnost do budoucna. STP je pak součástí procesu opravy či rekonstrukce stávajícího objektu.

Účelem STP je nashromáždit co nejvíce informací o stavbě a na jejich základě provést objektivní posudek stávajícího stavu. Stavba by měla splňovat následující požadavky na:

- 1) mechanickou pevnost a stabilitu,
- 2) protipožární ochranu,
- 3) zabezpečení hygieny, ochrany zdraví a životního prostředí,
- 4) bezpečnost při užívání,
- 5) ochrana proti hluku,
- 6) úspory energie a tepelnou izolaci.

3.1. Činnosti STP

3.1.1. Studium dokumentace

Práce průzkumníka potažmo projektanta je částečně usnadněna, pokud je k dispozici dobrá projektová dokumentace, obsahující veškeré předchozí konstrukční opatření. Bohužel taková dokumentace je dostupná velmi ojediněle, pravděpodobnost dostupnosti projektové dokumentace klesá s rostoucím stářím objektu. Každopádně pokud dokumentace je k dispozici, je nutné ověřit její aktuálnost a slouží spíše jako orientační ukazatel, který musí být průzkumem ověřen.

3.1.2. Předběžný průzkum

Jedná se o vizuální prohlídku objektu, jejímž účelem je identifikace konstrukčního systému a možných poruch konstrukce (trhlínky, povrchové vady, odprysk materiálu, koroze).

Jak praví norma ČSN ISO 13 822 [7]: Výsledkem předběžného průzkumu je kvalitativní zatřídění stavu konstrukce podle jejího možného poškození (např. žádné, menší, mírné, závažné, destrukční, neznámé).

Na základě předběžného průzkumu pak lze určit nutné minimum prací a lokalizovat místa pro další ověření.

3.1.3. Podrobný průzkum

Místa ověření stavby se nazývají sondy. Pro zjištění vlastností stavebního objektu je potřeba provést vhodné sondy v takovém počtu a na takových místech, aby se na jejich základě dal zodpovědně co nejpřesněji odhadnout stav objektu. Obecně lze sondy rozdělit do 4 skupin, na sondy do základových konstrukcí, sondy do vodorovných nosných a svislých nosných konstrukcí a na sondy do konstrukcí střech např. (krovy, ploché střechy, aj.). Jelikož je prakticky nemožné ověřit každý kousek konstrukce, je zapotřebí zkušeného technika, který musí určit nejvhodnější počet a umístění sond z ekonomického, ale hlavně ze stavebně technického hlediska.

Pokud se průzkum bude zabývat hodnocením betonových a železobetonových konstrukcí, pak lze průzkumné práce rozdělit na následující 3 části:

- 1) Zjištění stálého zatížení (průzkum skladby podlah, střechy).
- 2) Zjištění geometrie konstrukčních prvků, měření trhlin a plochy šterkových hnízd.
- 3) Zjištění materiálových charakteristik (na základě zkoušek viz podkapitola 3.2.)
 - a) kontrola pevnosti betonu,
 - b) kontrola výztuže – umístění, množství, druh, karbonatační fronta.

3.1.4. Vyhodnocení průzkumu a technická zpráva

Po získání veškerých potřebných informací následuje vyhodnocovací činnost, jejímž výsledkem je technická zpráva. Technická zpráva musí pečlivě popsat veškeré závady, nedostatky a stav konstrukce s možností jejího dalšího využití. Jejím obsahem je podrobný

popis geometrie sond, jejich umístění v půdoryse, materiálové charakteristiky a jejich degradace.

Nezbytnou součástí technické zprávy je pak statický posudek, na jehož základě se provede vyhodnocení konstrukce respektive jejich dílčích prvků. Výchozí částí statického posudku je charakteristika zatížení a správná volba statického modelu, který musí vystihovat co nejvěrohodněji skutečný stav. Podstatou každého statického posudku je rozhodnutí, zda daný zkoumaný prvek vyhovuje či nevyhovuje.

Existují různé scénáře vyhodnocení:

- 1) Stávající stav **vyhovuje** s rezervou únosnosti (je umožněno navýšit stávající zatížení až do míry vyčerpání rezervy).
- 2) Stávající stav **vyhovuje**, ale bez rezervy (rezerva malá či žádná a pro úmysl navýšení zatížení je zapotřebí zesílit daný prvek).
- 3) Stávající stav **nevyhovuje**, ale je ekonomicky přípustné provést opravu, sanaci.
- 4) Stávající stav **nevyhovuje** a jeho oprava je ekonomicky nepřijatelná.

Vyhodnocení se provádí na základě mezních stavů únosnosti a použitelnosti. Ověření lze provést deterministickou metodou dílčích součinitelů nebo pravděpodobnostní metodou (teorie spolehlivosti). První metoda je v praxi více využívána, protože nevyžaduje tolik vstupních informací, jako je zapotřebí u pravděpodobnostních metod. Avšak pravděpodobnostní analýzou lze dojít k přesnějším výsledkům.

Součástí technické zprávy jsou také výkresové přílohy, kde jsou zakresleny veškeré prováděné sondy a poruchy. V Příloze č. 4, 6 a 7, je názorná ukázka výkresů půdorysů zakreslení poruch a prováděných sond.

3.2. Metody průzkumu (zkoušky)

Metody ověřování lze rozdělit do dvou kategorií podle způsobu provádění zkoušek materiálových vlastností na zkoušky nedestruktivní a destruktivní. Určení, jaký typ zkoušky je vhodný provést, závisí na faktorech, jako je dostupnost, potřeba z hlediska přesnosti výsledků a zvážení po ekonomické stránce. U destruktivních průzkumů je nutno zohlednit také rozsah poškození konstrukcí způsobené prováděním sond a odběrem vzorku.

3.2.1. Nedestruktivní zkoušky ŽB [15], [17]

Nedestruktivně znamená, bez poškození nosné konstrukce nebo zkoumaného tělesa.

Výsledné pevnosti získané z nedestruktivní zkoušky jsou označovány jako neprůkazné. Avšak norma připouští způsob, jak i z nedestruktivních zkoušek lze dostat průkaznou pevnost. Podminuje to orientační shodou neprůkazných pevností betonu v tlaku, zjištěných z několika nedestruktivních zkoušek. Výsledná průkazná pevnost je pak průměrná hodnota těchto neprůkazných pevností.

Další možností jak se dostat k průkazné pevnosti je provedení destruktivní zkoušky a na základě nedestruktivní a destruktivní metody určit upřesňující součinitel α dle ČSN 731373 [1].

ŽB je kompozitem dvou materiálů betonu a oceli. Pro ověření vlastností konstrukcí je potřeba zjistit charakteristiky obou těchto složek.

1) *Zkoušky betonu*

Nedestruktivní zkoušky se z pravidla provádí in situ nebo doplňkově v laboratořích pro získání kalibračních vztahů nebo zjištění koeficientu α pro přepočet upřesněné pevnosti nedestruktivních zkoušek. Zkoušky betonu lze rozdělit do následujících 4 kategorií.

A. Sklerometrické (tvrdoměrné) zkoušky

Nejčastěji prováděnými zkouškami betonu jsou tzv. sklerometrické neboli tvrdoměrné zkoušky betonu, jež mají na základě získaných hodnot a příslušných kalibračních vztahů zjistit tlakovou pevnost betonu. K nejpoužívanějším metodám zjištění tlakové pevnosti betonu patří Schmidtův tvrdoměr.

Dále existují nenormové metody, jako jsou Maškův špičák a Cigánkův špičák (také nazývány jako špičákové metody). V minulosti byla také využívána metoda Weitzmannova kladívka (upravené Poldi kladívko, pro zkoušení oceli).

- **Schmidtův tvrdoměr**

Hlavní charakteristikou pro beton je pevnost v tlaku, která je nedestruktivně určována pomocí tzv. Schmidtova tvrdoměru, který měří velikost odprysku od povrchu betonu.

Zkušební plocha betonu musí být rovná, bez nerovností, které by mohly nepříznivě ovlivnit prováděnou zkoušku. Z pravidla se plocha před zkouškou brousí obrusným kamenem nebo brusku. Pokud se fenolftaleinovou zkouškou zjistí zkarbonatování povrchu betonu, je nutné zkarbonatovanou vrstvu odstranit a zkoušky provést na nezkarbonatovaném betonu. Pokud odstranění není možné, např. z důvodu narušení a oslabení konstrukce, je potřeba provést ve výpočtu pevnosti příslušnou úpravu. V určité fázi karbonatace, totiž vznikají krystalky, které zapříčiní vyšší naměřenou hodnotu tvrdosti betonu. Proto se musí zjistit úroveň karbonatace a koeficientem snížit výslednou pevnost betonu v tlaku.

Schmidtovo kladívko se skládá ze dvou základních částí z beranu a hrotu.



a) digitální Schmidt

b) Schmidt s registrem

Obr. č. 13: Schmidtovy tvrdoměry [29]

Měření se pak provádí na čistém a hladkém povrchu betonu. Je zapotřebí dbát na to, aby hrot tvrdoměru byl přiložen na cementový tmel nikoli na kamenivo (pak by se měřila pevnost kameniva nikoli betonu).

Výsledkem Schmidtova tvrdoměru jsou odrazy (odprsky) od povrchu betonu, které stanoví tvrdost betonu a následně jsou převedeny dle kalibračního vztahu na pevnost. Takto určená pevnost je tzv. nezaručená pevnost, která má sloužit podle nové normy pouze jako orientační.

Schmidtovy tvrdoměry jsou dvojího typu odlišené podle energie rázu. Nejčastěji využívaný je typ-N o energii rázu 2,207 Nm a méně používaný typ-L o energii rázu 0,735 Nm. Odrazový tvrdoměr typu-N je vyráběn i jinými výrobci, např. Elcometer, což je obdobou Schmidtova tvrdoměru.

- **Maškův špičák**

Metodou Maškova špičáku se určuje informativní hodnota tlakové pevnost nízko-pevnostních betonů (přibližně do 20 MPa). Metoda spočívá v měření hloubky zaražení špičáku (hrotu) do

betonu kladivem o hmotnosti 2 kg. Ráz kladiva vyvolá zkušební technik, takže je zcela subjektivní jakou energií udeří, proto se tato metoda považuje za pouhou informativní a hodnotu pevnosti je potřeba ověřit dalšími metodami.

B. Ultrazvukové zkoušky

Ultrazvukové zkoušky jsou založeny na měření rychlosti impulsů ultrazvukových vln. Vlnění vychází ze sondy budiče, přichází do sondy snímače a měří se čas průchodu materiálem s přesností na desetimiliontiny sekundy.

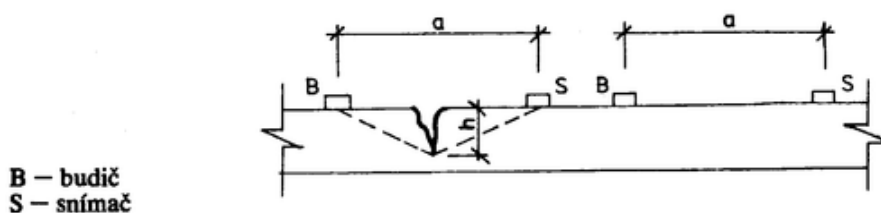
Pro stavební zkušebnictví se využívají ultrazvukové přístroje o signálové frekvenci 20-500 Hz.



Obr. č. 14: Ultrazvukový měřicí přístroj značky TICO [17]

Vliv na výsledky měření může mít teplota, ale pokud se pohybuje mezi 5 – 30 °C není potřeba její vliv zohledňovat. Pro správné měření je potřeba zajistit správnou akustickou vazbu mezi povrchem materiálu a sondou. V případě nesprávné vazby může dojít k pohlcování či odrazu ultrazvukových paprsků a tedy k nepřesnosti měření.

Měřením rychlosti ultrazvukových impulsů lze zjistit následující vlastnosti materiálu: pevnost v tlaku, dynamický modul pružnosti, dynamický Poissonův koeficient, hutnost a dále narušení materiálu (hloubku trhliny). Zjištění hloubky trhliny znázorňuje schéma na obrázku níže.



Obr. č. 15: Nedestruktivní zjištění přítomnosti a hloubky trhliny pomocí ultrazvuku [32]

C. Zkouška karbonatace betonu

Zjednodušeně řečeno ke karbonataci dochází díky přítomnosti vzdušného oxidu uhličitého, který proniká do struktury betonu, kde díky probíhajícím reakcím dochází k poklesu pH . Pokud pH klesne pod hodnotu 9,5, začíná docházet ke korozi betonářské výztuže. Pro určení pevnosti betonu je potřeba zjistit míru karbonatace neboť ta může pevnost betonu u provádění nedestruktivních tvrdoměrných zkoušek navýšit a tak zkreslit konečný výsledek.

V praxi se nejčastěji provádí orientační zjištění karbonatace pomocí fenolftaleinové zkoušky (roztok 1 % fenolftaleinu se 70 % etylalkoholu a 29 % destilované vody), která má rozsah od 8,2 do 10 pH . Pro přesnější zjištění se pak provádí další zkoušky a to s Nitraminem o rozsahu 10,8 – 12,8 pH nebo s m-Nitrofenolem o rozmezí 6,6 – 8,6 pH . Tyto zkoušky jsou označovány jako kolorimetrické, protože jejich výsledek se hodnotí na základě zbarvení betonu.

Průběh zkoušky je jednoduchý, po nanesení roztoku na beton se vyčká na projev chemické reakce (reakce je téměř okamžitá). U fenolftaleinu platí, pokud se zkoumané místo zbarví do fialova ($pH > 8,2$), karbonatace neprobíhá a na druhou stranu pokud se beton nezbarví ($pH < 8,2$), je to příznakem karbonatace.

Mocnost karbonatační fronty je výhodné zkoušet na odebraném válcovém vývrtnu, kde je snadno změřitelná.



Obr. č. 16: Zjištění karbonatace betonu fenolftaleinovou zkouškou na válcových vývrtech

D. Zkouška zjištění přítomnosti chloridů

Přesné zjištění je vhodné provádět v laboratoři, ale lze přítomnost chloridu zjistit i orientačně a to opět pomocí kolorimetrických indikátorů. Pro zjištění chloridů se používají indikátory

jako roztok dusičnanu stříbrného (AgNO_3) a po něm nanesený roztok chromanu draselného (N_2CrO_4). Indikátory zbarví beton do žluta, pokud je chloridů v cementu více než 0,4 % z celkové hmotnosti cementu.

2) *Zkoušky ocelové výztuže*

Zkoušky ocelové výztuže se zaměří na její lokalizaci, určení jejího profilu a příslušných charakteristických vlastností. Materiálové charakteristiky lze nedestruktivně poměrně snadno zjistit z povrchu ocelové výztuže podle normy ČSN ISO 13822 [7]. Povrch výztuže je však viditelný, až po odsekaní krycí vrstvy betonu (sekaná sonda).

A. Magnetická indukční metoda

Přístroje, využívající metodu magnetické indukce pro lokalizaci a měření ocelové výztuže, se nazývají Profometry či Pachometry. Zařízení se obecně skládají ze tří částí, z digitálního měřicího přístroje, připojovacího kabelu a snímací vyměnitelné sondy.



Obr. č. 17: Proceq Profometr 5 [30]

Digitální přístroj vysílá elektrický proud vedený přes kabel do sondy, kde vzniká, díky jádru a cívce, konstantní magnetické pole. Toto magnetické pole se pak naruší (zesílí) pokud se dostane sonda do blízkosti nějaké feromagnetické látky (výztuž, dráty elektrického vedení, aj.). Čím je sonda blíže ocelové výztuži, tím silnější je magnetické pole (magnetická indukce roste).

Pokud je předmětem zkoumání konstrukce s neznámými parametry (krytí nebo profil výztuže), je metoda vhodná pro orientační zjištění polohy výztuže. Pro přesné ověření je pak potřeba provést sekanou sondu a mechanicky změřit profil a krytí výztuže.

Avšak pokud jsou předem známy profily výztuží, lze poměrně s dobrou přesností zjistit jejich krytí. To platí i v opačném případě, kdy ze známého krytí lze vyvodit profil výztuže.

Použitelnost přístroje je limitována hloubkou uložení výztuže. Výztuž je poměrně dobře lokalizována do hloubky 60 -150 mm, ale dnes existují i silnější přístroje, které dokážou lokalizovat až do 300 mm. Záleží však na profilu výztuže, čím větší profil, tím je snadnější jeho detekce (více feromagnetické látky, znamená větší nárůst magnetické indukce). Podle předpokládané hloubky uložení se volí typ sondy. Do větších hloubek větší sondy, které produkují silnější magnetické pole.

B. Radiografická metoda

Radiografickou metodou je výhodné zkoumat silně vyztužené ŽB konstrukce (mostů, průmyslových hal, aj.). Kde výztuže jsou kladeny blízko sebe nebo i v několika řadách nad sebou a jsou kryté masivní vrstvou betonu.

Metoda využívá vlastností ionizujícího záření (RTG nebo γ -záření), jež je rozptylováno v prostředí. S rozličnou objemovou hmotností dochází ke změně intenzity záření, což je podstatou této metody.

Jako zdroj záření slouží radioaktivní kobalt ^{60}Co , vyzařující γ -záření. Takovéto gama zářiče mají schopnost prozářit ŽB zhruba do hloubky 500 mm. Z bezpečnostních důvodů jsou uchovávány v silných krytech z ochuzeného uranu.

K dosažení zodpovědných výsledků je potřeba ozářit prvek ve dvou ohniscích. Prošlé záření ŽB se zaznamená na rentgenový film.

Protože má ocel větší objemovou hmotnost než beton, více oslabuje (pohlcuje) záření, což se na filmu projeví světlým místem.

Metoda je velmi efektivní, po provedených měřeních a záznamech na rentgenový film stačí využít několika jednoduchých geometrických úkonů k dosažení profilů výztuže a jejímu krytí.

3.2.2. Destruktivní zkoušky ŽB

Provedení destruktivních zkoušek, znamená zásah do struktury materiálu popřípadě odebrání jeho vzorku, který je pak zkouškami narušen nebo úplně rozdrcen. V praxi je nejběžnější destruktivní zkouškou zkouška jádrových těles a odtrhová zkouška. Destruktivními metodami jsou pak zjišťovány vlastnosti betonu, jako je pevnost v tlaku, v tahu za ohybu, dále modul pružnosti a objemová hmotnost.

A. Jádrová zkouška

Jádrová zkouška je jedinečná metoda pro zjištění zaručené pevnosti betonu. Na základě jádrové zkoušky a provedené nedestruktivní tvrdoměrné zkoušky, lze stanovit kalibrační vztah mezi metodami. Jádrová zkouška je prakticky jedinou zkouškou dokazující stanovující zaručenou pevnost betonu.

Prvním krokem je in situ odebrání jádrového válcového tělesa, pomocí jádrové vrtačky. Těleso je vrtáno pomocí dutého válcového vrtáku o průměru 50-300 mm opatřeného na konci diamantovou korunkou.

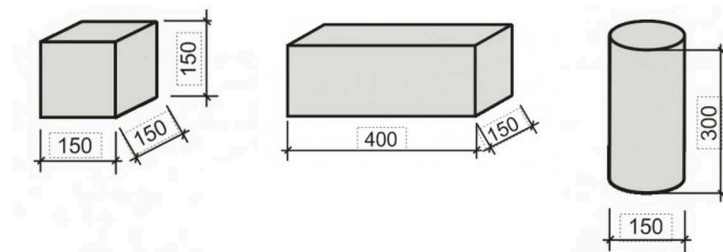


Obr. č. 18: Jádrová vrtačka [36]

Z hlediska zásahu do stavby, je vždy snahou odebrat co nejmenší vzorek, aby zásah do konstrukce byl minimální. Místo vývrtu je třeba pečlivě zvážit, tak aby vzorek byl jednak reprezentativní a jednak aby jeho vyjmutí nezpůsobilo podstatné oslabení konstrukce, které by mohlo vést ke kolapsu. Velikost vzorku je také zvažována z hlediska přesnosti zkoušek. Pro zkoušku je zase výhodné větší těleso, které lépe vypoví o celkových vlastnostech betonu

(záleží na frakci použitého kameniva). Při provádění vývrtu v ŽB je potřeba dbát na to, aby množství výztuže ve vzorku bylo maximálně do 4% celkového objemu vývrtu. A je zcela nepřípustné, pro zkoušku tlakové pevnosti, aby těleso obsahovalo výztuž procházející podélně vývrtem. Místo vývrtu by mělo být zvoleno v oblasti největšího namáhání, aby byly zjištěny nejkritičtější hodnoty. A nemělo by jít o místa hran, rohů a spár.

Hloubka vývrtu by měla být taková, aby z odebraného vzorku jádrového vývrtu šla vyrobít zkušební tělesa o poměru 1:1 až 2:1. Pokud situace dovolí, je vždy výhodnější vyvrtat vzorek větší délky, s možností vytvoření i několika zkušebních těles. Další zkušební tělesa mohou být také krychle a hranoly, tyto však většinou z konstrukcí neodebíráme, ale vyrábějí se z čerstvého betonu na stavbě při realizaci.



Obr. č. 19: Zkušební tělesa [24]

Po řádném popsání vzorku a převozu do laboratoře, následuje úprava vývrtů na zkušební tělesa. Pokud je vývrt nedostačující kvality (rozpadá se), či rozměrů, norma umožňuje do jisté míry využití určitých matematických vztahů, díky nimž lze dosáhnout výsledné pevnosti.

Zkušební tělesa jsou podrobena tlakové zkoušce v lisu, kde jsou zatěžována po 2 fázích. V první fázi působí zatížení 30% očekávané pevnosti v tlaku a v druhé pak následuje pozvolné zatěžování, až do porušení tělesa. Výsledkem je pak maximální síla při, které došlo k porušení. Důležitým faktem je také způsob porušení tělesa.



Obr. č. 20: Zkušební lis [35]

Posledním krokem je statistické vyhodnocení naměřených hodnot, získání průkazné krychelné a válcové pevnosti v tlaku. A zatřídění betonu do pevnostních kategorií.

B. Odrhová zkouška

Odrhová zkouška slouží pro ověření soudržnosti povrchových vrstev, předsádek, nátěrů, aj. Na základě odrhové zkoušky lze zjistit pevnost betonu v tahu.

Principem zkoušky je snaha odtrhnout ocelový zkušební terč, přilepený k povrchu betonu epoxidovým lepidlem. Održení se provádí pomocí tzv. trhačky, která musí působit kolmo na odtrhávanou plochu.

Kolem místa umístění terče je vyvrtána drážka do předepsané hloubky (např. jádrovou vrtačkou) a velikost koresponduje s velikostí terče. Velikost terče je volena na základě největší frakce kameniva. Průměr by měl dosahovat minimálně trojnásobku velikosti největšího zrna.

Výsledek zkoušky je ovlivněn rychlostí působící odrhové osové síly. Výsledkem úspěšné zkoušky je pak pevnost betonu v tahu.

4. Stavebně technický průzkum ŽB skeletu – bývalých Baťových závodů ve Zlíně

Tato kapitola byla provedena na základě informací laskavě poskytnutými firmou Marpo s.r.o. Na průzkumu a zpracování dokumentace jsem se sám podílel.

Praktická ukázka se zabývá vyhodnocením stavebně technického průzkumu ŽB objektu bývalých Baťových závodů ve Zlíně. V podkapitolách bude objekt rozebrán se zaměřením na svislé a vodorovné nosné prvky.

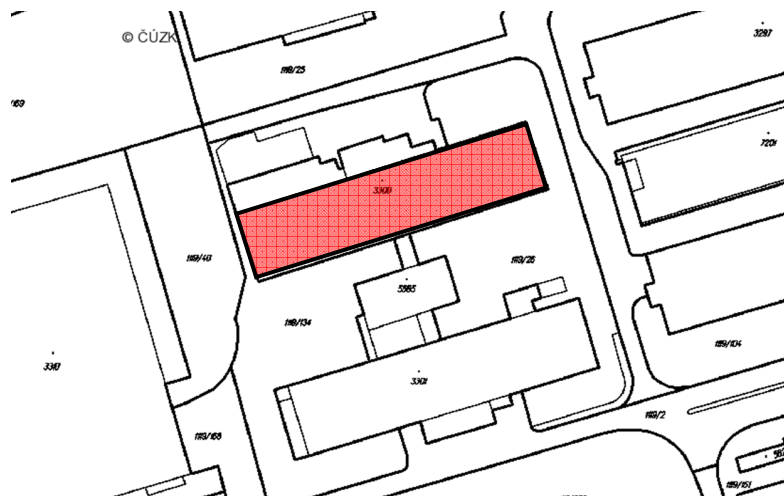
4.1. Objekt

Bývalý skladovací a výrobní 5 podlažní objekt č. 25 nacházející se v Areálu bývalých Baťových závodů ve Zlíně. Majitelem objektu je Obchodní centrum Zlín, a.s.



Obr. č. 21: Objekt bývalých skladovacích a výrobních prostor v Areálu bývalých Baťových závodů ve Zlíně

4.2. Situace



Obr. č. 22: Situace: Objekt bývalých skladovacích a výrobních prostor v Areálu bývalých Baťových závodů ve Zlíně (budova č. 25)

4.3. Předmět průzkumu

Předmětem průzkumu je zjištění aktuálního stavebně technického stavu bývalého skladovacího a výrobního objektu č. 25 v Areálu bývalých Baťových závodů ve Zlíně a jeho případné další využití či rozhodnutí o demolici. Vzhledem k době výstavby je zde riziko výskytu hlinitanových betonů.

Budou provedeny práce na svislých a vodorovných konstrukcích a také na konstrukci střechy (výsledky průzkumu střechy však v této práci publikovány nebudou).

4.4. Svislé konstrukce

Svislé obvodové stěnové konstrukce v objektu byly zkoumány z hlediska zjištění materiálového provedení.

Svislé konstrukce pilířů v objektu č. 25 byly zkoumány z hlediska zjištění materiálového provedení, tvarů konstrukcí a pevností. Zkoumané pilíře jsou označeny sondami NS. Za tímto účelem bylo do pilířů provedeno celkem 10 sond označených NS 15 – NS 24.

Dále byly také na pilířích provedeny nedestruktivní pevnostní zkoušky označené **NSB**.

Na vybraných třech železobetonových pilířích byly provedeny destruktivní zkoušky betonu na jádrových vývrtech označených **V 4 – V 6**.

Výsledky destruktivních zkoušek a nedestruktivních zkoušek byly následně dány do převodního vztahu a určena upřesněná pevnost betonu.

Beton z jádrového vývrtu označeného **V 6** byl po provedení tlakových zkoušek dále vyšetřen na přítomnost hlinitanových cementů, za tímto účelem byly dále odebrány další dva samostatné vzorky z pilířů označených **NS 21** vzorek **H 3** a z **NS 23** vzorek **H 6**.

4.4.1. Materiálové složení obvodového zdiva

Průzkumné práce svislých konstrukcí objektu, byly zaměřeny na zjištění materiálového složení obvodového výplňového zdiva.

Několika sondami bylo zjištěno, že obvodové zdivo je tvořeno výplňovým zdivem z cihel plných v celkové tloušťce 170 mm a meziokenními zděnými pilířky tl. 320 mm.

4.4.2. Materiálové složení pilířů

Na pilířích v objektu bylo provedeno ověření materiálového složení. Bylo zjištěno, že pilíře jsou provedeny jako monolitické betonové. V jednom případě byla zjištěna ocelová vložka (trubka) ve středu pilíře – sonda **NS 23**.

4.4.3. Kvalita výztužné oceli **ŽB** pilířů

Pro zjištění polohy ocelových výztužných vložek bylo použito přístroje Profometr 4, který je založen na principu elektromagnetické indukce (viz část 3.2.1.). Profily a kvalita oceli pak byly zjišťovány po odstranění krycích vrstev betonu. Profily byly měřeny pomocí posuvného měřítka (šuplery), kvalita oceli byla určena podle ČSN ISO 13822 dle tvaru jejího povrchu.

Hlavní nosná výztuž a výztuž třmínek železobetonových prvků byla určena jako **hladká ocel** bez bližšího určení druhu. Základní charakteristiky této oceli jsou následující - výpočtová pevnost v tahu a tlaku je **180 MPa**, mez pevnosti min. 340 MPa.

4.4.4. Pevnost betonových pilířů

Pevnost betonu byla stanovena dvěma metodami, jednak nedestruktivně tvrdoměrnou metodou tj. na zabudovaném materiálu bez jeho vyjímání (viz 3.2.1.) a dále destruktivně na jádrových vývrtech na základě provedených odběrů (viz 3.2.2.).

Nedestruktivní pevnostní zkoušky byly provedeny pomocí Schmidtova tvrdoměru.

Provedeny byly měření na deseti pilířích v objektu, měření jsou označena **NSB 15 – NSB 24**.

1) *Metoda nedestruktivních zkoušek pomocí Schmidtova tvrdoměru*

Pevnostní zkoušky byly provedeny nedestruktivně pomocí přístroje "tvrdoměr Schmidt" typ NR-10. Zkušební přístroj byl ověřen dle platných metrologických předpisů.

Na **každém** zkušebním **místě** bylo provedeno celkem **deset měření** (úderů kladívkem), z nich byla nejnižší a nejvyšší hodnota vyloučena. Ve výpočtu pevnosti pro jedno zkušební místo se tedy uvažuje s **osmi platnými** údery.

Dle ČSN 73 1373 [1] byla dle obecného kalibračního vztahu pevnosti betonu v tlaku s nezaručenou přesností a dále dle ČSN ISO 13822 [7] vyhodnocena charakteristická hodnota krychelné pevnosti betonu R_{be} . Zkušební místa připravené na konstrukci pro tvrdoměrnou metodu musí vyhovovat podmínkám pro provádění nedestruktivních zkoušek touto metodou, které stanovuje ČSN 73 1373.

Výsledky nedestruktivních zkoušek pevnosti betonu jsou uvedeny v následujících tabulkách. Poloha Schmidtova tvrdoměru je uvedena ve stupních a značí odchylku od vodorovné polohy (0° vodorovně, -90° svisle dolů, +90° svisle vzhůru).

Při zkoušení betonu byly v místech nedestruktivních zkoušek provedeny rovněž zkoušky karbonatace betonu a to dle fenolftaleinové metody (viz část 3.2.1.). Pomocí roztoku fenolftaleinu příslušné koncentrace byla zjištěna hloubka zkarbonatovaného betonu, dle hloubky a míry karbonatace pak byly buďto upraveny zkušební místa nebo zaveden vliv karbonatace do výpočtu stanovení výsledné pevnosti betonu.

Na základě jednotlivých měření nedestruktivní metodou byla vyhodnocena tzv. nezaručená krychelná pevnost R_{be} .

Po vyhodnocení destruktivní metody zkoušek betonu byl stanoven **upřesňující součinitel α** dle ČSN 731373. Za pomoci tohoto součinitele byla stanovena upřesněná hodnota krychelné pevnosti R_b . dle ČSN ISO 13822 pak byla přiřazena nejbližší nižší pevnostní třída betonu.

2) *Karbonatace betonu*

Karbonatace betonu byla zjišťována na všech zkoušených konstrukcích.

Bylo zjištěno, že povrchy betonů v 1. NP a v 2.NP jsou do značné hloubky zkarbonatované, součinitel α byl určen z měření na zkarbonatovaném betonu, do stanovení upřesněné pevnosti nebyl již vliv karbonatace zaveden.

V 3. až 5. NP jsou betony mírně povrchově zkarbonatované, ve výpočtu je zaveden pouze vliv karbonatace, převodní součinitel α nebyl pro tyto podlaží určen.

3) *Metoda destruktivních zkoušek*

V níže uvedené tabulce jsou uvedeny výsledky destruktivního měření na všech jádrových vývrtech ze svislých i vodorovných konstrukcí.

Tab. č. 9: Výsledky destruktivních zkoušek betonu

označení	vrtaná	objem.hmotnost	R_{bei}
VRTU	konstrukce	[kg.m ⁻³]	[N.mm ⁻²]
V01	strop - 1.NP	2620	10,4
V02	strop - 1.NP	2240	15,7
V03	strop - 1.NP	2330	16,1
V04	pilíř - 1.NP	2250	16,7
V05	pilíř - 1.NP	2260	13,7
V06	pilíř - 1.NP	2210	4

Umístění vrtných míst je parné ze schématu v Příloze č. 1.

4) Stanovení upřesňujícího součinitele α

Upřesňující součinitel α byl stanoven dle ČSN 731373, čl. 28 a 29. Za pomoci tohoto součinitele byla stanovená upřesněná hodnota krychelné pevnosti R_b .

V místech provedených jádrových vývrtů do svislých i vodorovných betonových konstrukcí byly provedeny kontrolní měření nedestruktivní metodou dle Schmidtova tvrdoměru, pro převodní koeficient byla použita sada měření Schmidtovým kladívkem přímo v bezprostřední blízkosti každého jádrového vývrtu.

V níže uvedené tabulce je provedeno vyhodnocení každé kontrolní sady měření pro přístupné vrty V01 - V06.

Z důvodu stejné homogenity a kavernovitosti konstrukcí 1.NP byla stanovena společná hodnota součinitele α pro 1. a 2.NP bez ohledu na svislé a vodorovné konstrukce.

Tab. č. 10: Stanovení upřesňujícího součinitele α dle ČSN 731373 [1]

označení měření	poloha tvrdom.	Odprysk tvrdoměru								Q	R _{bei}
		Q(i)								[průměr]	[N.mm ⁻²]
V 1	0°	40	38	38	38	38	38	38	38	37	
V 2	0°	44	44	46	46	47	43	47	46	52	
V 3	0°	44	42	45	38	42	52	41	44	48	
V 4	0°	40	36	37	39	40	38	38	39	39	
V 5	0°	46	42	42	47	48	44	44	45	50	
V 6	0°	23	24	26	28	24	31	26	26	18	
Upřesňující součinitel a dle ČSN 731373, čl.28, 29.									S _N =	244,0	
									a _{NP} =	0,31	

označení VRTU	vrtná konstrukce	objem.hmotnost [kg.m ⁻³]	R _{bei} [N.mm ⁻²]
V 1	1.NP-strop	2620	10,4
V 2	1.NP-strop	2240	15,7
V 3	1.NP-strop	2330	16,1
V 4	1.NP-pilíř	2250	16,7
V 5	1.NP-pilíř	2260	13,7
V 6	1.NP-pilíř	2210	4,0
S _D =			76,6

$$\alpha_{NP} = \frac{\sum D}{\sum N} = \frac{76,6}{244,0} = 0,31 \quad (14)$$

$$\alpha_{NP} = \alpha = 0,31$$

POZN.: výše koeficientu je značně ovlivněna prováděním zkoušek na silně zkarbonatovaných betonech, které jsou navíc (viz níže) určeny jako hlinitanové (běžně se upřesňující koeficient α u portlandských a nezkarbonatovaných betonů pohybuje v rozmezí 0,8-1,2).

5) Pevnosti betonu pilířů ve 4. NP

Protože bylo zjištěno slabé zkarbonatování konstrukce, vliv karbonatace je zahrnut do výpočtu stanovení nezaručené pevnosti betonu, pomocí součinitele vlivu karbonatace $c = 0,2$ (20%).

Nezaručená pevnost betonu pilíře v místě sond NSB 17 a NSB 18 byla nedestruktivními zkouškami určena odpovídající třídě betonu C 25/30 (dříve B 30).

6) Pevnosti betonu pilířů ve 1. NP

Tab. č. 11: Vyhodnocení pevnosti betonu tvrdoměrem Schmidt typ-NR ve 4. NP

1.NP	označení	poloha	Odprysk tvrdoměru								Q	R _{bei}
	měření	tvrdom.	Q(i)								[průměr]	[N.mm ⁻²]
NS 22	NSB 22/1	0°	34	36	34	37	38	39	35	35	36	33
	NSB 22/2	0°	36	36	38	36	37	36	36	37	37	35
	NSB 22/3	0°	37	34	33	37	36	34	33	35	35	32
	NSB 22/4	0°	33	33	35	32	32	39	38	39	35	32
	NSB 22/5	0°	34	38	37	39	38	35	39	34	37	35
	NSB 22/6	0°	37	39	38	36	39	36	38	40	38	37
NS 23	NSB 23/1	0°	34	40	38	40	34	40	34	40	38	37
	NSB 23/2	0°	34	38	38	36	37	38	32	40	37	35
	NSB 23/3	0°	44	46	38	37	41	38	40	38	40	41
	NSB 23/4	0°	40	41	40	42	41	42	42	40	41	42
	NSB 23/5	0°	41	41	40	40	40	45	44	38	41	42
	NSB 23/6	0°	40	38	38	37	38	39	41	38	39	39
NS 24	NSB 24/1	0°	38	42	41	42	40	39	38	40	40	41
	NSB 24/2	0°	42	42	38	38	40	39	37	37	39	39
	NSB 24/3	0°	36	36	42	39	36	39	42	42	39	39
	NSB 24/4	0°	39	44	46	42	44	40	44	40	42	44
	NSB 24/5	0°	45	40	37	42	45	43	39	44	42	44
	NSB 24/6	0°	43	44	40	45	43	40	44	44	43	46

průměr $R_{be}^{\circ} = 38,50$

směrodatná odchylka $s_x = 4,27$

variační koeficient $V_x = 0,11$

součinitel pro stanovení 5% kvantilu (pro 18 měření) (dle tab.NA.2) $k_n = 1,69$

$$R_{be}' = R_{be}^{\circ} * (1 - k * V_x) \quad (15)$$

$$R_{be}' = 31,28 \text{ MPa}$$

součinitel stáří betonu $d_t = 0,90$

součinitel vlhkosti betonu $d_w = 1,00$

$$R_{be} = R_{be}' * d_t * d_w \quad (16)$$

$$R_{be} = 28,15 \text{ MPa}$$

upřesňující součinitel a dle ČSN 731373, čl.28, 29. $\alpha_{NP} = 0,31$

$$R_{ba} = \alpha * R_{be} \quad (17)$$

$$R_{ba} = 8,73 \text{ MPa} \Rightarrow 8,7 \text{ MPa}$$

Z důvodu zjištění silné karbonatace konstrukce, není, ve výpočtu pevnosti betonu, karbonatace zohledněna (beton je do takové míry zkarbonatovaný, že plně ovlivní výslednou pevnost, proto neupřesněná pevnost betonu není o karbonataci redukována).

Upřesněná pevnost betonu pilířů v 1.NP v místě sond NSB 22 až NSB 24 byla nedestruktivními zkouškami určena odpovídající třídě betonu C 6/7,5 (B 7,5) – viz **POZN.**

7) **Pevnost betonů – souhrn**

Z vyhodnocení upřesněných pevností železobetonových pilířů vyplývá, že je možno uvažovat následující pevnostní třídy betonu rozdělené dle podlaží:

Tab. č. 12: *Souhrn zjištěných pevností betonu – svislých konstrukcí*

Pilíře v	třída betonu	sondy	α_{NP}
5. NP	C 25/30 (B30)	[NSB 15 a NSB 16]	-
4. NP	C 25/30 (B30)	[NSB 17 a NSB 18]	-
2. NP	C 9/12,5 (B12,5)	[NSB 19, NSB 20 a NSB 21]	0,31
1. NP	C 6/7,5 (B7,5)	[NSB 22, NSB 23 a NSB 24]	0,31

Konstrukce v 1. a 2.NP jsou silně zkarbonatované, ve 4. a 5.NP mírně.

POZN. : s ohledem na závěry podkapitoly 4.6.. o přítomnosti hlinitanových cementů v konstrukcích a s přihlédnutím k ČSN ISO 13822 čl. NC. 1, je nutno výsledné pevnosti pilířů v 1. a 2.NP uvažovat jako pouze orientační ačkoliv byly zkoušky provedeny metodikou pro stanovení pevností upřesněných.

4.4.5. Schéma sond pilířů

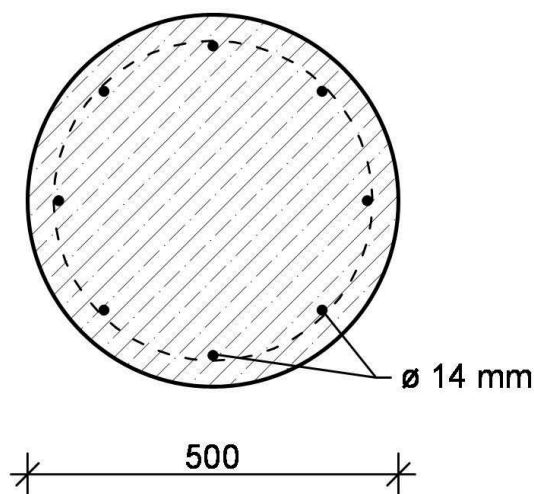
Pro názornou ukázkou jsou opět vybrány sondy ve 4. NP [NS 17 a NS 18] a v 1. NP [NS 22, NS 23 a NS 24]. Ze schémat je patrná geometrie pilířů a profily použité betonářské výztuže. Umístění sond je zřejmé z Přílohy č. 6, 7.

ŽELEZOBETONOVÝ PILÍŘ

Sonda č.: NS 17

Umístění: 4.NP

Schéma sondy



Poznámka

Pilíř je proveden jako kruhový - výpis výztuže pilíře:

- hlavní svislá výztuž pilíře - osm prutů shodného průměru, profily $\varnothing 14$ mm – ocel hladká, ve vzdálenostech po 160 – 240 mm, krytí výztuže 35 mm,
- třmínky $\varnothing 8$ mm - ocel hladká - ve vzdálenostech od podlahy po 100, 100, 170, 120, 190, 150, 170, 160, 140, 210 a 220 mm,

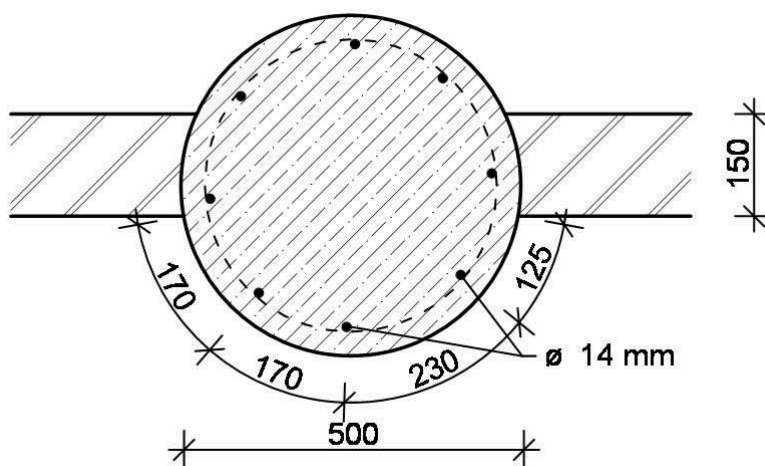
Beton C 25/30 (B 30)

ŽELEZOBETONOVÝ PILÍŘ

Sonda č.: NS 18

Umístění: 4.NP

Schéma sondy



Poznámka

Pilíř je proveden jako kruhový - výpis výztuže pilíře:

- hlavní svislá výztuž pilíře - osm prutů shodného průměru, profily $\varnothing 14 \text{ mm}$ – ocel hladká, krytí výztuže 35 mm,
- třmínky $\varnothing 8 \text{ mm}$ - ocel hladká - ve vzdálenostech od podlahy po 100, 150, 200, 230, 250, 210, 130, 150, 170, 190 a 130 mm,

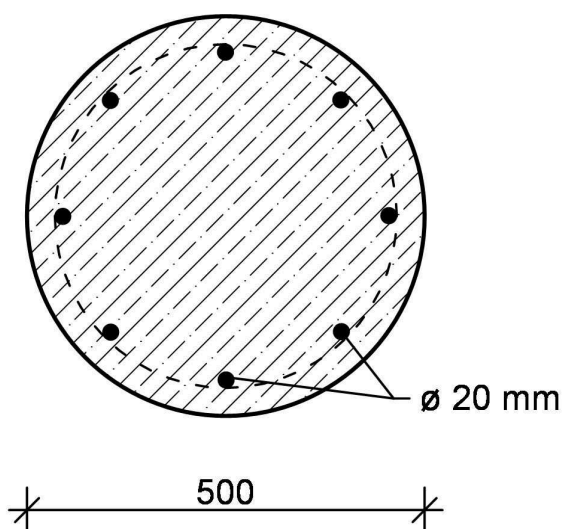
Beton C 25/30 (B 30)

ŽELEZOBETONOVÝ PILÍŘ

Sonda č.: NS 22

Umístění: 1.NP

Schéma sondy



Poznámka

Pilíř je proveden jako kruhový - výpis výztuže pilíře:

- hlavní svislá výztuž pilíře - osm prutů shodného průměru, profily $\varnothing 20$ mm – ocel hladká, krytí výztuže 25 mm,
- třmínky $\varnothing 12$ mm - ocel hladká - ve vzdálenostech od podlahy po 80, 110, 70, 60, 60, 70, 70, 70, 70, 70, 60, 80, 70, 80, 60, 100, 90, 90, 90, 90, 100 a 70 mm,

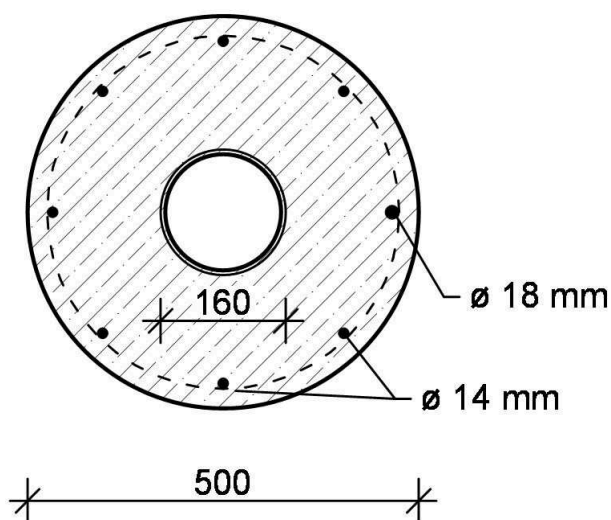
Beton C 6/7,5 (B 7,5)

ŽELEZOBETONOVÝ PILÍŘ

Sonda č.: NS 23

Umístění: 1.NP

Schéma sondy



Poznámka

Pilíř je proveden jako kruhový - výpis výztuže pilíře:

- hlavní svislá výztuž pilíře - osm prutů rozdílných průměrů, profily $\varnothing 14$ a $\varnothing 18$ mm – ocel hladká, krytí výztuže 25 mm,
- zjištěna ocelová vložka- trubka v pilíři $\varnothing 160$ mm,
- třmínky $\varnothing 8$ mm - ocel hladká - ve vzdálenostech od podlahy po 80, 110, 70, 60, 60, 70, 70, 70, 70, 70, 60, 80, 70, 80, 60, 100, 90, 90, 90, 90, 100 a 70 mm,

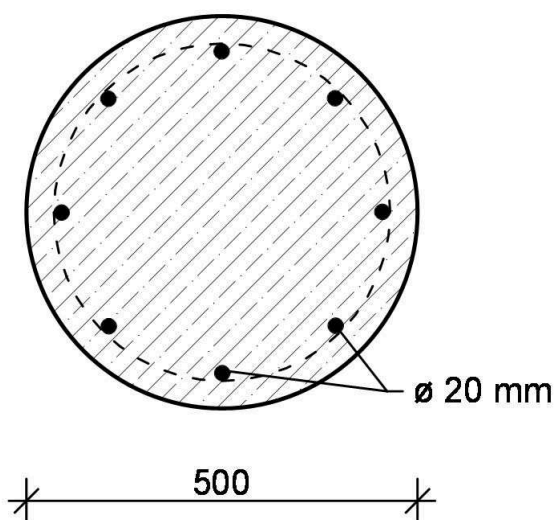
Beton C 6/7,5 (B 7,5)

ŽELEZOBETONOVÝ PILÍŘ

Sonda č.: NS 24

Umístění: 1.NP

Schéma sondy



Poznámka

Pilíř je proveden jako kruhový - výpis výztuže pilíře:

- hlavní svislá výztuž pilíře - osm prutů shodného průměru, profily $\varnothing 20$ mm – ocel hladká, krytí výztuže 35 - 40 mm,
- třmínky $\varnothing 12$ mm - ocel hladká - ve vzdálenostech od podlahy po 90, 90, 70, 50, 150, 80, 80, 70, 100, 90, 70, 100, 90, 70, 80, 90 a 100 mm,

Beton C 6/7,5 (B 7,5)

4.5. Vodorovné konstrukce

Průzkum vodorovných stropních konstrukcí v objektu č. 25 byl zaměřen na zjištění informací o způsobu provedení stropů, určení hlavních nosných prvků, jejich tvaru, kvalitě materiálu nosných prvků apod. Současně byly zjištěny rovněž skladby materiálů nad nosnými prvky, tj. skladby podlah.

Za tímto účelem bylo do stropních konstrukcí provedeno celkem 20 sond označených **NV 33 – NV 52**. Bylo provedeno 5 sond **NV 33 - NV 37** do stropů nad 5.NP, 6 sond **NV 38 - NV 42** a **NV 52** do stropů nad 4.NP, 6 sond **NV 43 - NV 48** do stropů nad 2.NP a 3 sondy **NV 49 - NV 51** do stropů nad 1.NP.

V místech některých sond byly dále provedeny zkoušky na ověření pevnosti s označením **NVB**.

Na vybraných třech železobetonových trámech byly provedeny destruktivní zkoušky betonu na jádrových vývrtech označených **V 1 – V 3**. Tyto zkoušky jsou vyhodnoceny v samostatné příloze tohoto průzkumu.

Výsledky destruktivních zkoušek a nedestruktivních zkoušek byly následně dány do převodního vztahu a určená upřesněná pevnost betonu.

Beton z jádrového vývrtu označeného **V 13** byl po provedení tlakových zkoušek dále vyšetřen na přítomnost hlinitanových cementů, dále byly odebrány další samostatné vzorky z trámů označených **NV 47** vzorek **H 2**, **NV 50** vzorek **H 5** a další vzorek ze stropu označený **H 1**.

4.5.1. Typy stropních konstrukcí

Průzkumem bylo zjištěno, že stropní konstrukce v celém rozsahu objektu jsou provedeny jako železobetonové monolitické stropy.

U všech stropních prvků (průvlaků, trámů a desek) byly zjištěny průběhy výztuže v polovině rozpětí a také u jedné z podpor.

Průběh výztužení byl zakreslen a je uveden ve schématech sond.

Skladba podlahy je zakreslena ve schématech sond, v části ploch byly na betonové mazanině původní ocelové dlažby kotvené do mazaniny pomocí vyražených „háčků“.

4.5.2. Kvalita výztužné oceli ŽB stropů

Pro zjištění polohy ocelových výztužných vložek bylo použito přístroje Profometr 4, který je založen na principu elektromagnetické indukce. Profily a kvalita oceli pak byly zjišťovány po odstranění krycích vrstev betonu. Profily byly měřeny pomocí posuvného měřítka (šuplery), kvalita oceli byla určena podle ČSN ISO 13822 NC.2 čl. 3.1 a 3.2 a to dle tvaru jejího povrchu.

Hlavní nosná výztuž a výztuž třmínků železobetonových prvků byla určena jako **hladká ocel** bez bližšího určení druhu. Základní charakteristiky této oceli jsou následující - výpočtová pevnost v tahu a tlaku je **180 MPa**, mez pevnosti min. 340 MPa.

4.5.3. Pevnost betonových stropů

1) Pevnost betonů v 4. NP

Tab. č. 13: Vyhodnocení pevnosti betonu tvrdoměrem Schmidt typ-NR ve 4. NP

4.NP	označení měření	poloha tvrdom.	Odprysk tvrdoměru								Q	R _{bei}
			Q(i)								[průměr]	[N.mm ⁻²]
NV39	NVB 39/1	0°	36	40	34	38	34	32	35	40	36	33
	NVB 39/2	0°	39	39	32	38	31	40	40	34	37	35
	NVB 39/3	0°	42	41	41	41	36	36	42	42	40	41
	NVB 39/4	0°	40	38	35	36	35	36	38	38	37	35
	NVB 39/5	0°	34	34	37	36	35	40	39	33	36	33
	NVB 39/6	0°	33	35	32	38	37	34	36	36	35	32
NV40	NVB 40/1	0°	50	50	44	49	43	49	46	44	47	53
	NVB 40/2	0°	44	48	51	45	50	47	51	44	48	55
	NVB 40/3	0°	50	52	52	56	54	50	50	44	51	61
	NVB 40/4	0°	41	43	48	52	44	44	52	46	46	52
	NVB 40/5	0°	49	50	46	47	48	51	47	54	49	57
	NVB 40/6	0°	47	48	52	42	44	46	43	45	46	52
NV41	NVB 41/1	0°	49	45	42	44	44	44	48	50	46	52
	NVB 41/2	0°	50	49	50	50	45	48	48	49	49	57
	NVB 41/3	0°	53	53	52	53	53	51	54	50	52	63
	NVB 41/4	0°	52	54	51	52	54	50	50	50	52	63
	NVB 41/5	0°	53	53	54	50	50	48	53	54	52	63
	NVB 41/6	0°	52	54	49	52	54	53	48	52	52	63
NV42	NVB 42/1	0°	53	52	52	52	51	50	50	51	51	61
	NVB 42/2	0°	54	44	52	52	54	52	44	53	51	61
	NVB 42/3	0°	47	48	48	51	51	54	52	49	50	59
	NVB 42/4	0°	52	49	52	48	49	49	50	53	50	59
	NVB 42/5	0°	50	48	49	46	44	44	51	49	48	55
	NVB 42/6	0°	49	50	47	44	44	45	46	48	47	53

průměr $R_{be}^{\circ} = 52,00$

směrodatná odchylka $s_x = 10,87$

variační koeficient $V_x = 0,21$

součinitel pro stanovení 5% kvantilu (pro 24 měření) (dle tab.NA.2) $k_n = 1,68$

$$R_{be}' = R_{be}^{\circ} * (1 - k * V_x)$$

$$R_{be}' = 33,74 \text{ MPa}$$

součinitel stáří betonu $d_t = 0,90$

součinitel vlhkosti betonu $d_w = 1,00$

$$R_{be} = R_{be}' * d_t * d_w$$

$$R_{be} = 30,37 \text{ MPa}$$

součinitel vlivu karbonatace betonu $c = 0,1$ pro míru karbonatace 10,00%

$$R_{bec} = (1-c) * R_{be} \quad (17)$$

$$R_{bec} = 27,33 \text{ MPa} \Rightarrow 27,3 \text{ MPa}$$

Nezaručená pevnost betonu stropu v místě sond NVB 39 až NVB 42 byla nedestruktivními zkouškami určena odpovídající třídě betonu C 20/25 (dříve B 25).

2) Pevnost betonů v 1. NP

Tab. č. 14: Vyhodnocení pevnosti betonu tvrdoměrem Schmidt typ-NR ve 1. NP

1.NP	označení měření	poloha tvrdom.	Odprysk tvrdoměru								Q	R _{bei}
			Q(i)								[průměr]	[N.mm ⁻²]
NV 49	NVB 49/1	0°	36	40	37	40	35	35	32	33	36	33
	NVB 49/2	0°	32	33	34	36	36	32	38	35	35	32
	NVB 49/3	0°	36	38	36	39	39	39	41	41	39	39
	NVB 49/4	0°	38	36	40	35	44	46	41	41	40	41
NV 50	NVB 50/1	0°	37	38	38	33	35	38	36	36	36	33
	NVB 50/2	0°	37	37	36	35	39	37	36	36	37	35
	NVB 50/3	0°	40	38	40	38	38	36	37	36	38	37
	NVB 50/4	0°	39	36	36	36	38	37	37	38	37	35

$$\text{průměr } R_{be}^o = 35,63$$

$$\text{směrodatná odchylka } s_x = 3,16$$

$$\text{variační koeficient } V_x = 0,09$$

$$\text{součinitel pro stanovení 5\% kvantilu (pro 12 měření) (dle tab.NA.2) } k_n = 1,72$$

$$R_{be}' = R_{be}^o * (1 - k * V_x)$$

$$R_{be}' = 30,19 \text{ MPa}$$

$$\text{součinitel stáří betonu } d_t = 0,90$$

$$\text{součinitel vlhkosti betonu } d_w = 1,00$$

$$R_{be} = R_{be}' * d_t * d_w$$

$$R_{be} = 27,17 \text{ MPa}$$

$$\text{upřesňující součinitel a dle ČSN 731373, čl.28, 29. } \alpha_{NP} = 0,31$$

$$R_{ba} = \alpha * R_{be}$$

$$R_{ba} = 8,42 \text{ MPa} \Rightarrow 8,4 \text{ MPa}$$

Upřesněná pevnost betonu stropů nad 1.NP (v místě kde byly provedeny sondy NV 49 a NV 50) byla nedestruktivními zkouškami určena odpovídající třídě betonu C 6/7,5 (dříve B7,5) - viz. **POZN.**

3) Pevnost betonů – souhrn

Z vyhodnocení upřesněných pevností železobetonových stropů vyplývá, že je možno uvažovat následující pevnostní třídy betonu rozdělené dle podlaží:

Tab. č. 15: Souhrn zjištěných pevností betonu – vodorovných konstrukcí

Pilíře v	třída betonu	sondy	α_{NP}
5. NP	C 20/25 (B25)	[NVB 33, NVB 34 a NVB 35]	-
4. NP	C 20/25 (B25)	[NVB 39, NVB 40, NVB 41 a NVB 42]	-
2. NP	C 9/12,5 (B12,5)	[NVB 43, NVB 44, NVB 45 a NVB 47]	0,31
1. NP	C 6/7,5 (B7,5)	[NVB 49 a NVB 50]	0,31

Konstrukce v 1. a 2.NP jsou silně zkarbonatované, ve 4. a 5.NP mírně.

POZN : s ohledem na závěry podkapitoly 4.6. o přítomnosti hlinitanových cementů v konstrukcích a s přihlédnutím k ČSN ISO 13822 čl. NC.1, je nutno výsledné pevnosti pilířů v 1. a 2.NP uvažovat jako pouze orientační ačkoliv byly zkoušky provedeny metodikou pro stanovení pevností upřesněných.

4.5.4. Schéma sond stropů

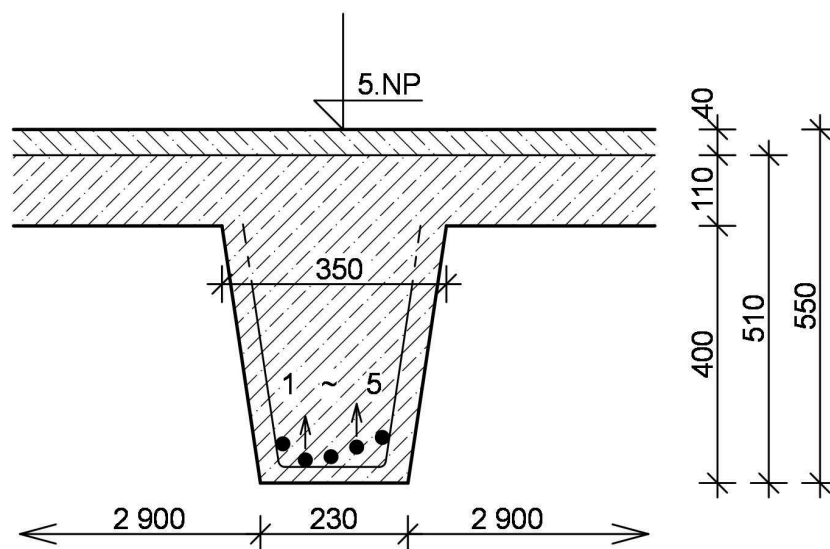
Pro názornou ukázkou jsou opět vybrány sondy ve 4. NP [NV 38 a NS 52] a v 1. NP [NV 49,]. Zbývající sondy 4.NP [NV 39, NV 40, NV 41, NV 42] a 1.NP [NV 50 a NV 51] jsou k nahlédnutí v Příloze č. 8 Ze schémat je parná geometrie pilířů a profily použité betonářské výztuže. Umístění sond je zřejmé z Přílohy č. 6, 7.

ŽELEZOBETONOVÝ STROP

Sonda č.: NV 38

Umístění : 4.NP

Schéma sondy



Skladba konstrukce:

- betonová mazanina 40 mm
- železobetonová deska 110 mm
- žb trám 400 mm
- vápenný pačok 1-2 mm

Poznámka

Výpis výztuže (zjišťováno ve středu rozpětí a u podpory):

Vložka	1	2	3	4	5
Profil \varnothing [mm]	22	22	22	22	22
Krytí [mm]	50	25	30	45	60
Osy[mm] od líce	35	70	110	150	190

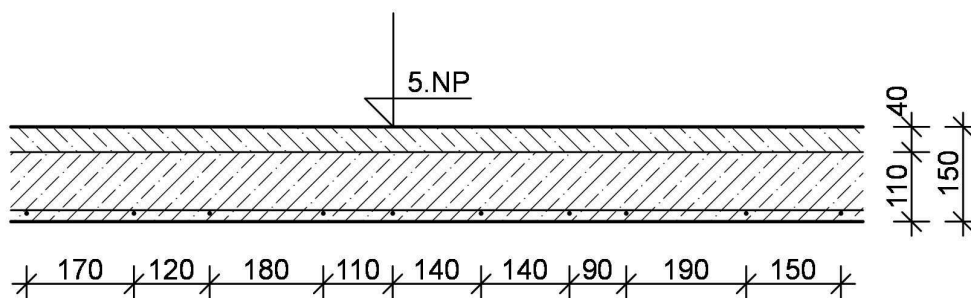
U podpory trámu zjištěny 3 pruty průběžné a 2 pruty hupují nad podporu a to pruty 2 a 4.
 Třmínky \varnothing 6 mm od podpory po 60, 90, 70, 120, 140, 320 a 260 mm, v poli po 180, 210 a 350 mm.
 Veškerá výztuž hladká bez bližšího určení - krytí výztuže je uvažováno v betonu.
 Beton C 20/25 (B 25).
 Světlé rozpětí průvlaku – $l_0 = 5\,650$ mm.

ŽELEZOBETONOVÝ STROP

Sonda č.: NV 52

Umístění : 4.NP

Schéma sondy



Skladba konstrukce:

- betonová mazanina 40 mm
- železobetonová deska 110 mm
- vápenný pačok 1-2 mm

Poznámka

Výztuž zjišťována ve středu rozpětí stropní desky a u jedné z podpor u žb trámu.

Deska je vyztužena obousměrně. Uprostřed rozpětí nalezeny výztuže: (1) $\varnothing 7$ mm ve vzdálenostech po 170, 120, 180, 110, 140, 140, 90, 190 a 130 mm, krytí v betonu 10 mm a (2) $\varnothing 6$ mm ve vzdálenostech po 190, 150, 160, 180, 130, 220 a 230 mm, krytí v betonu 15-20 mm.

U podpory bez ohybů, všechny pruty prochází při spodním líci.

Veškerá výztuž hladká bez bližšího určení - krytí výztuže je uvažováno v betonu.

Beton C 20/25 (B 25).

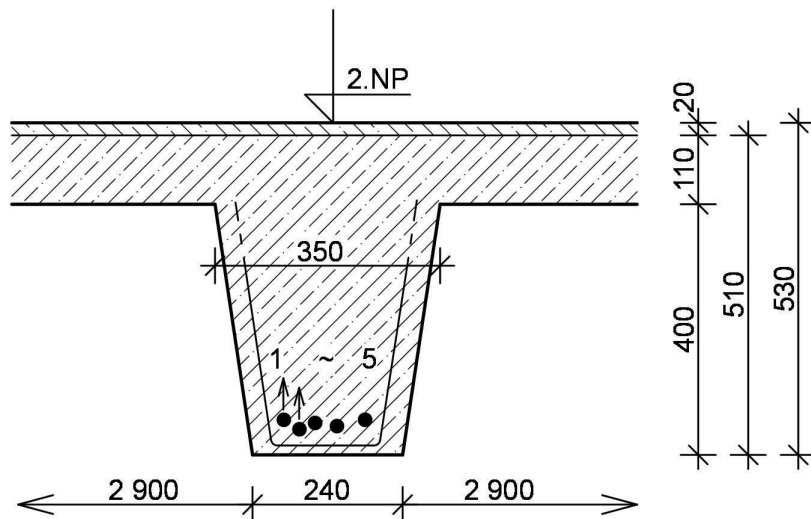
Světlé rozpětí desky – $l_0 = 2\,800$ mm.

ŽELEZOBETONOVÝ STROP

Sonda č.: NV 49

Umístění : 1.NP

Schéma sondy



Skladba konstrukce:

- betonová mazanina 20 mm
- železobetonová deska 110 mm
- žb trám 400 mm
- vápenný pačok 1-2 mm

Poznámka

Výpis výztuže (zjišťováno ve středu rozpětí a u podpory):

Vložka	1	2	3	4	5
Profil \varnothing [mm]	22	22	22	22	22
Krytí [mm]	45	30	40	35	45
Osy[mm] od líce	50	75	100	135	180

U podpory trámu zjištěny 3 pruty průběžné a 2 pruty hupují nad podporu a to pruty 1 a 2. Třmínky \varnothing 6 mm od podpory po 20, 120, 160, 190, 210, 460 a 270 mm, v poli po 270, 110, 240, 260 a 260 mm.

Veškerá výztuž hladká bez bližšího určení - krytí výztuže je uvažováno v betonu.

Beton C 6/7,5 (B 7,5).

Světlé rozpětí průvlaku – $l_0 = 5\,650$ mm.

4.6. Přítomnost hlinitanových cementů

Vzhledem k tomu, že objekt č. 25 byl postaven v období, kdy byly na výrobu konstrukcí používány hlinitanové cementy, je nutné ověřit, zda tyto cementy nebyly použity pro tuto konkrétní konstrukci.

Za tímto účelem byly odebrány dva typy vzorků, které byly následně vyhodnoceny dvěma rozdílnými na sobě nezávislými laboratořemi.

První typ vzorků byl odebrán jako jádrové vývrty a laboratorní zkoušky přítomnosti hlinitanových cementů byly provedeny po vyhodnocení destruktivních zkoušek pevnosti jader. Pro laboratorní zkoušky byly vybrány dva vzorky a to z jader označených V 3 (konstrukce stropu) a V 6 (konstrukce pilířů). Chemický rozbor provedla laboratoř Povážských cementáren, a.s. – Cementáreň Ladce, výsledky rozborů pak byly vyhodnoceny Doc. Ing. Katarínou Šlopkovou, CSc ze Stavební fakulty University v Žilině. Vyhodnocení bylo provedeno dle norem STN EN 196-2 a 196-4, vzhledem k tomu, že se jedná o harmonizovanou normu eurosystému, jsou výsledky vyhodnocení platné i v našich podmínkách, neboť v ČR platí identické normy ČSN EN 196-2 a předběžná norma ČSN P CEN/TR 196-4.

Druhý typ vzorků byl odebrán jako samostatné vzorky označené ve schématech sond H 1 – H 6, zkoušky byly vyhodnoceny v závěrečné zprávě Ústavu geoniky AVČR, v.v.i. – Oddělení laboratorního výzkumu geomateriálů. Pro laboratorní zkoušky bylo odevzdáno pět vzorků označených H 1 – H 3, H 5 a H 6. Práce na vzorcích probíhala ve třech krocích, 1. Orientační analýza betonů, 2. Metoda infračervené spektroskopie a 3. Chemická analýza separovaného vzorku cementového kamene. Chemický rozbor provedla akreditovaná laboratoř Centrum nanotechnologií VŠB-TU, zkušební laboratoř č. 1166 akreditovaná Českým institutem pro akreditaci, o.p.s., výsledky rozborů pak byly vyhodnoceny Doc. Ing. Vladimírem Tomáškem, CSc, ostatní rozborů, analýzy, laboratorní práce a závěrečné vyhodnocení provedl Prof. Ing. Petr Martinec, CSc. a doc. Ing. Jiří Ščučka, Ph.D.

Ze závěrů jednotlivých zpráv lze vyjmout následující:

- Výsledky rozborů vzorků V 3 a V 6 prokázaly jednoznačně přítomnost hlinitanových cementů, vzorky mají vysoký obsah Al_2O_3 , který značně převyšuje spodní hranici pro limitní hodnoty pro tyto cementy.
- Výsledky rozborů vzorků H 1 – H 3, H 5 a H 6 opět jednoznačně prokázaly přítomnost hlinitanových cementů a to u vzorků H 2, H 3, H 5 a H 6. Přítomnost hlinitanů byla prokázána jak chemickým rozbořem (zvýšený obsahem Al_2O_3 a Fe_2O_3) tak také metodou IRS FTIR. U vzorku H 1 nebyla zkouškami přítomnost hlinitanového cementu jednoznačně prokázána.

Závěr vyhodnocení přítomnosti hlinitanových cementů u objektu č. 25 – jednoznačně byly oběma laboratořemi a několika různými metodami prokázána přítomnost hlinitanových cementů u nosných betonových konstrukcí v 1. NP a 2.NP a to jak u svislých tak také vodorovných konstrukcí.

Umístění zkoumaných vzorků je patrné z půdorysného schématu, viz Příloha č. 1.

4.7. Statický posudek

Výsledkem tohoto statického posudku, je stanovení zbytkové únosnosti stávajících stropních konstrukcí objektu č. 25 v místech provedených sond označených NV38 - NV52.

U stropní konstrukce nad posledním podlažím bylo provedeno statické posouzení na celkové zatížení stálé a nahodilé klimatické a to rovněž v místech provedených sond označených NV33 - NV37.

V rámci tohoto posudku je provedeno posouzení stávajícího stavu stropních konstrukcí dle informací zjištěných průzkumem (dimenze, kvalita materiálu, skladby apod.). Ve výpočtu je uvažováno se stávajícími nosnými konstrukcemi a se stálým zatížením zjištěným sondami.

Součinitele stálého zatížení γ_g pro tíhu jednotlivých vrstev konstrukcí je uvažován dle EC hodnotou 1,35. Součinitele užitého zatížení γ_q je uvažován dle EC hodnotou 1,50.

Rozpětí nosných prvků bylo uvažováno dle zaměření na stavbě.

Výpočet únosnosti železobetonových nosných konstrukcí byl proveden v souladu s normami ČSN ISO 13822 dle ČSN EN 1992.

Pro výpočet únosnosti železobetonových průřezů byly použity tvary a vyztužení dle zjištěných sond. Výpočet byl proveden programem FIN 10 Beton EC 3D dle ČSN EN 1992.

4.7.1. Konstrukční řešení stavby

Skeletový nosný systém nepodsklepeného objektu o 5-ti nadzemních podlažích o celkových půdorysných rozměrech 80,5 x 19,0 m je tvořen jako jediný celek bez dilatací. Nosné pilíře jsou železobetonové kruhového průřezu \varnothing 500 mm v osově rozteči 6,15 x 6,15 m. Objekt tvoří modulová síť o 3 polích na šířku a 13-ti polích na délku. Statický posudek byl soustředěn na pravou část objektu, kde byly soustředěny všechny sondážní práce.

Objekt je proveden jako monolitická železobetonová skeletová konstrukce s tuhými monolitickými železobetonovými stropy. Stropní konstrukce je tvořena křížem armovanou deskou, zmonolitněnou s průvlaky (T-průřez) v rastru 6,15 x 6,15 m. V polovině rozpětí každého průvlaku je v obou směrech vložen stropní trám v rastru 3,075 x 3,075 m.

4.7.2. Statický model a řešení vnitřních sil

Posouzeny byly tři základní typy prvků stropní konstrukce a sloupy:

- Průvlak - (P_y) příčný spojitý nosník o 3 polích a (P_x) podélný spojitý nosník o 13 polích uložený na pilířích skeletového nosného systému; ze statického hlediska se jedná o T-průřez s plným využitím spolupůsobení zmonolitněné stropní desky.
- Trám - (T_y) příčný spojitý nosník o 3 polích a (T_x) podélný spojitý nosník o 13 polích uložený do průvlaků v polovině jejich rozpětí; ze statického hlediska se jedná o T-průřez s plným využitím spolupůsobení zmonolitněné stropní desky.
- Deska - monolitická křížem armovaná deska je řešena jako dvě dílčí spojitě desky o celkově 6-ti polích v příčném směru (d_y) a 26-ti polích v podélném směru (d_x).
- Sloupy - monolitický železobetonový sloup skeletové konstrukce kruhového průřezu; posuzovány vnitřní sloupy na svislé zatížení stálé a vodorovné zatížení větrem.

Monolitická železobetonová konstrukce je řešena zjednodušenou metodou navrhování spojitých konstrukcí za stavu mezní rovnováhy. Jednotlivé dílčí části konstrukce jsou řešeny samostatně. Při řešení konstrukcí je použita teorie redistribuce namáhání.

Redistribucí zatížení vzniknou samostatné obdélníkové a trojúhelníkové zatěžovací pásy dílčích prvků - viz Příloha č. 2.

4.7.3. Zatížení

Ve statickém posudku je uvažováno **pouze se stálým zatížením vlastní vahou** stropní konstrukce včetně přilehlé podlahy a stávající skladby střešního pláště. Pouze u stropní konstrukce nad posledním podlažím (5.NP) je uvažováno se známým klimatickým zatížením větrem a sněhem podle oblasti, kde se objekt nachází.

Z důvodu neznalosti, přesného účelu využití jednotlivých částí posuzovaného objektu, **nebylo možné přesně určit velikost a typ užitného zatížení.**

Výsledkem posudku stropní konstrukce **je tedy stanovení zbytkové únosnosti** v návrhové (dříve výpočtové) hodnotě. Podle této zbytkové únosnosti pak bude možné v budoucnu stanovit velikost maximálního přípustného přetížení.

Zatížení stálé: zatížení stropu (podle skladby podlahy) – $2,29 \text{ kN/m}^2$ až $3,75 \text{ kN/m}^2$ + vlastní tíha prvků

součinitel stálého zatížení, $\gamma_G = 1,35$

Zatížení nahodilé: rovnoměrné užitné - střecha, půda bez využití - $0,75 \text{ kN/m}^2$

- obytné místnosti (kat. A) - $1,50 \text{ kN/m}^2$

- chodby, schodiště (kat. A) - $3,00 \text{ kN/m}^2$

- kanceláře (kat. B) - $2,50 \text{ kN/m}^2$

- shromažďovací prostory (kat. C1-C3) - 3 až 5 kN/m^2

- obchodní plochy (kat.D) - $5,00 \text{ kN/m}^2$

- sníh - III. oblast: $s_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$, $\mu_i = 0,8$

- vítr - II. oblast: $q_p = 0,483 \text{ kN/m}^2$, kat. ter. IV

součinitel nahodilého zatížení $\gamma_Q = 1,5$

Diagnostika, hodnocení rizika a životnost betonových konstrukcí

Bc. Martin Sležka

Pro účel názorného příkladu jsou níže uvedeny dva zatěžovací stavy pro stropy 1. NP (ZS1) a 4. NP (ZS3).

Tab. č. 16: Výpočet zatížení stropu Z1

ZS1 STÁLÉ ZATÍŽENÍ STROPU - g_n / g_d - plošné

NV 49 - 51

skladba - popis vrstev	tloušťka	obj.hmot.	zatížení $[kN.m^{-2}]$		
	$[m]$	$[kN.m^{-3}]$	$g_{k,i}$	γ	$g_{g,i}$
bez vrchních vrstev podlahy	0,000	0,00	0,000	1,35	0,000
betonová mazanina	0,020	24,00	0,480	1,35	0,648
monolitická železobetonová deska	0,110	25,00	2,750	1,35	3,713
vápenný pačok	0,002	18,00	0,036	1,35	0,049
bez podhledu	-	-	0,000	1,35	0,000
$g_k =$			3,27	$g_d =$	4,41 $[kN.m^{-2}]$

ZN1 NAHODILÉ ZATÍŽENÍ STROPU - v_n / v_d - plošné

		zatížení $[kN.m^{-2}]$		
popis		$v_{k,i}$	γ	$v_{g,i}$
užitné zatížení bez bližší specifikace - neznámé budoucí využití		0,000	1,5	0,000
$v_k =$		0,00	$v_d =$	0,00 $[kN.m^{-2}]$

ZC1 CELKOVÉ ZATÍŽENÍ STROPU - q_n / q_d - plošné

pouze stálé zatížení (ZS)

$q_k =$ 3,27

$q_d =$ 4,41 $[kN.m^{-2}]$

Tab. č. 17: Výpočet zatížení stropu Z3

ZS3 STÁLÉ ZATÍŽENÍ STROPU - g_n / g_d - plošné

NV 38 - 42, 52

skladba - popis vrstev	tloušťka	obj.hmot.	zatížení $[kN.m^{-2}]$		
	$[m]$	$[kN.m^{-3}]$	$g_{k,i}$	γ	$g_{g,i}$
bez vrchních vrstev podlahy	0,000	0,00	0,000	1,35	0,000
betonová mazanina	0,040	24,00	0,960	1,35	1,296
monolitická železobetonová deska	0,110	25,00	2,750	1,35	3,713
vápenný pačok	0,002	18,00	0,036	1,35	0,049
bez podhledu	-	-	0,000	1,35	0,000
$g_k =$			3,75	$g_d =$	5,06 $[kN.m^{-2}]$

ZN3 NAHODILÉ ZATÍŽENÍ STROPU - v_n / v_d - plošné

		zatížení $[kN.m^{-2}]$		
popis		$v_{k,i}$	γ	$v_{g,i}$
užitné zatížení bez bližší specifikace - neznámé budoucí využití		0,000	1,5	0,000
$v_k =$		0,00	$v_d =$	0,00 $[kN.m^{-2}]$

ZC3 CELKOVÉ ZATÍŽENÍ STROPU - q_n / q_d - plošné

pouze stálé zatížení (ZS)

$q_k =$ 3,75

$q_d =$ 5,06 $[kN.m^{-2}]$

4.7.4. Podrobný statický výpočet

Statický výpočet je proveden pouze pro prvky odpovídajícím sondám v 1. NP průvlak NV49 a pilíř NS17, v 4. NP průvlak NV38, deska NV52 a pilíř NS22.

Podrobný statický výpočet výše uvedených prvků viz Příloha č. 3 A, B, C, D.

4.7.5. Vyhodnocení statistického posudku

Celkové vyhodnocení statistického posudku – viz Příloha č. 3 E.

Níže je uveden pouze stručný výpis rekapitulace se stanovení zbytkové únosnosti prvků 1. NP a 4. NP.

Tab. č. 18: Zjednodušená rekapitulace posouzení stropů – stanovení zbytkové únosnosti

ZJEDNODUŠENÁ REKAPITULACE POSOUZENÍ STROPŮ - STANOV.ZBYTKOVÉ ÚNOSNOSTI

číslo sondy	označ. prvku	číslo zatížení	zatížení stálé osově (návrh.)	zatížení bodové ve středu (návrh.)	světlé rozpětí	vyztužení hlavní	beton	zbytková únosnost návrhová plošná	vyhodnocení stávající konstrukce
-	-	-	kN.m ⁻¹	kN	m	mm	-	kN.m ⁻²	-
1	2	3	5	6	8	9	12	17	18
Stropy nad 1.NP									
NV49	Py	zs1	12,20	41,73	5,65	5 ϕ22	C6/7,5* ¹	1,27	NEVYHOVUJE* ²
NV50	Px-kr	zs1	13,27	27,43	5,65	2ϕ20+2ϕ16	C6/7,5* ¹	-0,12	NEVYHOVUJE
NV51	Px	zs1	12,20	41,73	5,65	2ϕ20+2ϕ22	C6/7,5* ¹	2,01	NEVYHOVUJE* ²
Stropy nad 4.NP									
NV38	Py	zs3	13,26	47,85	5,65	5 ϕ22	C20/25	1,39	NEVYHOVUJE* ²
NV39	Py	zs3	13,26	47,85	5,65	2ϕ20+2ϕ22	C20/25	1,11	NEVYHOVUJE* ²
NV40	Px	zs3	13,26	47,85	5,65	2ϕ20+2ϕ22	C20/25	2,18	NEVYHOVUJE* ²
NV41	Ty	zs3	13,00	-	5,85	2ϕ16+2ϕ13	C20/25	-0,17	NEVYHOVUJE
NV42	Tx	zs3	13,00	-	5,85	4ϕ12+1ϕ6	C20/25	0,48	NEVYHOVUJE* ²
NV52	dx	zs3	2,53	-	2,80	6 ϕ6 / m	C20/25	1,95	NEVYHOVUJE* ²
NV52	dy	zs3	2,53	-	2,80	7 ϕ7 / m	C20/25	2,08	NEVYHOVUJE* ²

LEGENDA

P - stropní trám - průvlak

T - stropní trám - T-průřez

d - stropní deska

Poznámka:

- *¹⁾ Pevnostní třída betonu neodpovídá požadavkům normy na pro žb konstrukce, posudek proveden pro zjištěnou třídu betonu dle laboratorních zkoušek.
- *²⁾ Prvek stávající konstrukce je vyhovující pouze pro stálé zatížení od vlastní hmotnosti, pro další užité zatížení **nemá** stropní konstrukce dostatečnou rezervu.
- pro základní vyhodnocení stropní konstrukce je uvažováno s minimálním provozním zatížením v charakteristické hodnotě 1,5 kN.m⁻² pro bytové místnosti.
- zbytkové zatížení je stanoveno v návrhové hodnotě; charakteristická se získá vydělením součinitelem 1,5.
- do zbytkového zatížení nutno zahrnout užité zatížení podle účelu místností, dále také zatížení novou podlahou, příchkami a dalším zařízením.
- provozní zatížení je dáno pro zatížení v charakteristických hodnotách 1,5 kN.m⁻² pro bytové místnosti, 3,00 kN.m⁻² pro chodby a schodiště a 0,75 kN.m⁻² pro půdy a nevyužitá střešní, návrhové hodnoty zatížení jsou 1,5 násobkem charakteristických hodnot užitého provozního zatížení.

4.8. Závěr STP

Z výsledků statického posudku zkoumaných prvků stropních konstrukcích objektu vyplývá, že je stávající konstrukce ve zkoumaných podlažích absolutně nevyhovující.

Část konstrukce označené jako nevyhovující s indexem 2), tj. že je vyhovující pouze pro stálé zatížení od vlastní tíhy avšak s nulovou zbytkovou únosností pro další potřebné zatížení (tj. užitné zatížení, zatížení od příček, od podlah a jiné).

Posouzený sloup v 1. NP je v havarijním (nevyhovujícím) stavu, již pro stálé zatížení bez započítání užitného.

Vnitřní průvlaky jsou jako celek nevyhovující pro další využití.

Stropní desky mají velmi nízkou zbytkovou únosnost, což znemožňuje jejich budoucí využití.

Jako celek je nutno konstrukci hodnotit jako **absolutně nevyhovující**. Za ujmoutí tohoto stanoviska je podpořeno také průkaznou přítomností hlinitanových cementů.

Pro bližší představu o stavu objektu je v Příloze č. 9. K nahlédnutí fotodokumentace, některých vad a poruch.

5. Hodnocení rizik

5.1. Teorie rizika staveb

5.1.1. Objasnění pojmů [22]

Obecně je riziko chápáno jako nějaký negativní dopad. Riziko je kombinací různých následků nebezpečí a pravděpodobnosti jevů.

Riziko je pojmem, jehož výklad je nesnadně uchopitelný (záleží na oboru zkoumání). Ve stavebním oboru by se riziko dalo chápat jako nejistota vztahující se k újmě, nebezpečí fyzické, či ekonomické újmy, nebo také jako pravděpodobnost vzniku újmy. Újmu neboli škodu lze vyjádřit v peněžních nebo jiných jednotkách.

Výsledkem rizika není žádná exaktní hodnota, nýbrž odhad, který je stanoven empiricky nebo analyticky.

V souvislosti s riziky jsou dále používány pojmy jako nejistoty a nebezpečí. Tyto pojmy mohou být významově nesprávně zaměněny a proto je potřeba jejich objasnění.

Rozdíl mezi rizikem a nejistotou

Hlavními složkami rizika jsou nežádoucí následky a nejistoty s nimi související. Jestliže jedna ze dvou složek absentuje, absentuje také riziko. Riziko je tedy kombinací nejistot a nežádoucích následků. Symbolicky by se vztah dal zapsat takto:

$$\text{riziko} = \text{nejistota} \times \text{nežádoucí následky}.$$

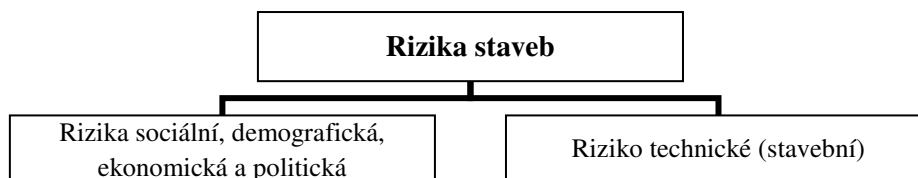
Rozdíl mezi rizikem a nebezpečím (hazardem)

Záměna těchto dvou pojmů je poměrně častá. Nebezpečí představuje zdroj rizika. Za riziko není považováno „holé“ nebezpečí, ale je to nebezpečí zredukované ochranným opatřením. Symbolický vztah lze zapsat takto:

$$\text{riziko} = \text{nebezpečí (hazard)} / \text{ochranná opatření}.$$

5.1.2. Rizika ve stavebnictví

Veškerá lidská činnost je zatěžkána určitým stupněm rizika. V oboru stavebnictví se lze setkat s celou řadou rizik, vycházejících ze sociálních podmínek, demografického složení obyvatelstva, ekonomiky a politiky daného regionu. Riziko staveb je pak chápáno jako riziko technického charakteru viz. diagram níže.



Obr. č. 23: Diagram druhů rizik staveb [14]

Za technickým rizikem se může skrývat míra nebezpečí úrazu, vznik škod nebo porukuch a jiné. Snahou je, eliminovat míru rizika vzniku škody minimálně na jakousi přípustnou mez.

Snahou zkoumání a odhalování rizik je eliminovat míru rizika na určitou sociálně a ekonomicky přípustnou mez, případně eliminovat zcela. Taková eliminace pravděpodobnost vzniku škody ve stavebnictví je možná díky normovým předpisům. Avšak i přes dodržení veškerých předpisů nelze nikdy zcela vyloučit vznik vad a následně poruch staveb. Proto jsou hledány a využívány různé metody pro odhalení příčin těchto vad a poruch. V praxi je vždy porucha neodmyslitelně spjata s otázkou škody, její výší a její náhradou. Poměrně snadný postup, jak výši škody stanovit, dává právě metoda analýzy rizik, která je nezávislá na čase (stáří stavby).

Související pojmy [14]

Škoda - je materiální nebo sociální důsledek realizace nebezpečí, je to náhodná veličina. Její velikost závisí na scénáři nebezpečí, který se mění v průběhu času a v závislosti na umístění vyšetřovaného objektu či procesu. Podle občanského práva je škoda chápána jako újma způsobená v majetkové oblasti poškozeného, kterou lze objektivně vyjádřit v penězích. Dělí se na škodu skutečnou a na ušlý majetkový prospěch. Platí zásada, že škoda se má hradit uvedením v předešlý stav (například opravou poškozené věci), a teprve, není-li to možné nebo účelné, v penězích. Při určení výše škody se vychází z ceny, jakou měla věc v době poškození.

Porucha - je jev spočívající v ukončení schopnosti výrobku plnit požadovanou funkci podle technických podmínek. Porucha je tedy projevem vady. U stavebních konstrukcí je poruchou změna konstrukce proti původnímu stavu, vyvolaná zatěžujícími účinky a vlivy ve stadiu realizace a užívání. Zhoršuje její spolehlivost, případně snižuje její bezpečnost, předpokládanou ekonomickou životnost, užitnou jakost apod.

Vada - je nedostatek na jednotce vzhledem k určitému znaku ve srovnání s původním požadavkem, nebo nedostatek na určitém objektu či procesu, vzhledem k původním požadavkům. Je důsledkem nesplnění požadavku ve vztahu k zamýšlenému nebo specifikovanému použití.

Vada konstrukce - je nedostatek konstrukce, způsobený chybným návrhem nebo provedením. Vada konstrukce má technické i právní důsledky.

5.2. Riziková analýza

Rozborem a zjištěním rizik se zabývá riziková analýza. Je to jedna z univerzálních metod pro rozhodování. Riziková analýza je součástí rizikového inženýrství, které se převážně zabývá technickými prvky, matematickými modely, pravděpodobnostní analýzou a jinými exaktními vědeckými disciplínami.

S Rizikovým inženýrstvím úzce souvisí management rizik, který se zaměřuje na řízení a ekonomickou organizaci, a společně tyto dvě disciplíny tvoří tzv. rizikologii, což jednoduše řečeno je věda zabývající se riziky.

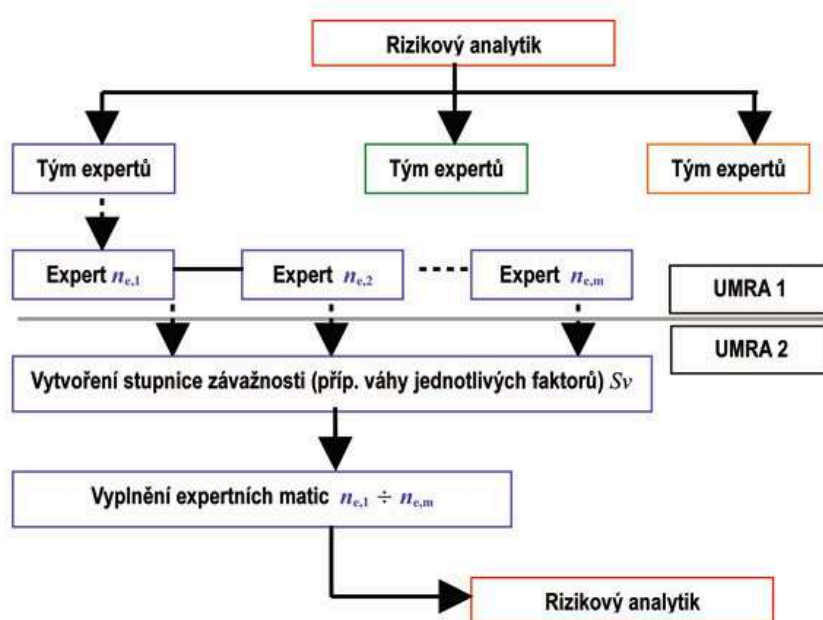
Míru rizika lze vyjádřit finančními prostředky (penězi). Riziko určuje znalec daného oboru. Odbornost a praxe hraje značnou roli, protože hodnocení rizik je velmi subjektivní záležitostí.

Metody rizikové analýzy jsou dvojího typu, jednak se jedná o metodu pracující se stejnými (konstantními vahami) posuzovaných faktorů (UMRA) anebo metoda pracující s nestejnými (proměnlivými) vahami posuzovaných faktorů (FMEA).

5.2.1. Metoda UMRA - Univerzální matice rizikové analýzy

Univerzální matice rizikové analýzy [Universal Matrix of Risk Analysis] je uplatnitelná například při rozhodování v procesu procesů sanací stavby. Své využití uplatní např. při určení aktuálního stavu staveb a následnému vyhodnocení a rozhodnutí o vhodnosti sanace či demolice objektu.

Principem metody je srovnávací logicko-numerická analýza hodnocení stupně závažnosti (nebezpečí). Práce je prováděná týmem či týmy expertů, které jsou řízeny rizikovým analytikem viz diagram níže. Snahou je s co největší přesností zjistit informace o zdroji nebezpečí, o důsledcích jeho vzniku a předpokládanou pravděpodobností výskytu, což přímo souvisí s ekonomickým ukazatelem (náklady).



Obr. č. 24: Diagram průběhu práce při rizikové analýze [14]

Práce na rizikové analýze je rozdělena do dvou etap (UMRA 1 a UMRA 2).

V etapě UMRA 1 se rizikový analytik seznámí s projektem, který má řídit, s ohledem na jeho řídicí aspekt, podle kterého má být provedena riziková analýza. Tímto aspektem může být např. statická způsobilost objektu. Dále rizikový analytik seznámí experty s podstatou metody a podá jim nezbytné informace pro jejich práci. Experti z pravidla nejsou odborníci na problematiku rizik, ale na problematiku daného aspektu. Odborníkem v oblasti rizik je řídicí rizikový analytik. Rizikový analytik potřebuje od expertů vyplnit formuláře týkající se

segmentů projektu a zdrojů nebezpečí. Segmenty projektu a_i ($i = 1, \dots, n_a$) na sobě mohou být závislé existenčně či sekvenčně, avšak nemohou být závislé fyzikálně. Nesmí obsahovat další segmenty a dále se také nečlení. Na rozdíl zdroje nebezpečí b_j ($j = 1, \dots, n_b$) na sobě mohou být závislé pouze existenčně a také se nečlení na dílčí zdroje a nesmějí obsahovat zdroje jiné. Experti vyplní formuláře UMRA, rizikový analytik vyhotoví konečnou verzi a pokud jsou připomínky, probíhá připomínkové řízení. Tímto postupem se identifikují ohrožené segmenty (části konstrukce či projektu) a identifikují se zdroje nebezpečí.

Následuje druhá etapa (UMRA 2), jejímž prvním krokem je úprava stupnice závislosti nebezpečí viz tab. č. 18.

Tab. č. 19: Stupnice závažnosti nebezpečí UMRA [14]

NEBEZPEČÍ	Realizace nebezpečí	Stupeň závažnosti S_v
nepatrné	Nevyžaduje prakticky žádná opatření, nemá vliv na cenu, lhůty, lze ji zanedbat, přehlédnout.	0
malé	Nepodstatný vliv na cenu nebo lhůtu, nevyžaduje více než běžnou opravu (objektu nebo procesu).	1
střední	Vyžaduje zvýšené náklady na odstranění následků (více nákladů a nebo z rozpočtové rezervy projektu), nemá vliv na lhůtu, zpravidla bez sankčních opatření (smluvních pokut a podobně).	2
velké	Vyžaduje zásadní změnu projektu, vysoké náklady na sanaci nebo změnu technických postupů nebo lhůty projektu. Směřuje k uplatnění smluvních pokut a nákladů škody. Může mít za následek "ztrátu důvěry organizací".	3

Expert dále vyplní formulář (tabulku). Existují dvě varianty vyplnění, jednak ohodnotí podle stupně závažnosti nebo zanechají buňku prázdnou. Zanechání prázdné buňky nastane v případě, jednak když expert nedokáže nebezpečí konkrétně hodnotit nebo pokud současný souběh segmentu x zdroje je logicky nemožný. V případě, že současný souběh segmentu x zdroje je možný, buňka obsahuje hodnocení stupně závažnosti S_v (0-3). Hodnocení lze použít i jiné, vícestupňové a může začít libovolnou číslicí. Vyplněný formulář pak tvoří tzv. experimentální matici hodnot S_v^E .

Každý expert může vnímat nebezpečí jinak, proto se pro každého experta k ($k = 1, \dots, n_k$) stanoví individuální součinitel vnímání nebezpečí [14]:

$$Pc_k = \frac{\sum_{ij} S_{ij,k}^E}{(S_{v_{\max}} - S_{v_{\min}}) \cdot n_{act,k}^E}, \quad (18)$$

kde

Sv_{max} je maximální hodnota stupnice Sv , tedy pro stupnici v tab. č. 18 je $Sv_{max} = 3$,
 Sv_{min} je minimální hodnota stupnice Sv , tedy pro stupnici v tab. č. 18 je $Sv_{min} = 0$,
 $n_{act,k}^E$ je počet aktivních (vyplněných) polí. Do sumy $Sv_{ij,k}^E$ se nezapočítávají prázdná (nevyplněná) pole.

Eliminace subjektivních náhledů na nebezpečí se dá docílit zvýšením počtu členů v experimentálním týmu. Analogicky lze stanovit týmový součinitel vnímání nebezpečí daného celého týmu t ($t = 1, \dots, n_t$) [14]:

$$P_{C_t} = \frac{\sum_{ij,k} Sv_{ij,k}^E}{(Sv_{max} - Sv_{min}) \cdot N_{act}^E}, \quad (19)$$

kde

$$N_{act}^E = \sum_k n_{act,k}^E \quad (20)$$

Vztah (20) vyjadřuje součet veškerých počtů ohodnocených polí.

Následujícím krokem po vyplnění formulářů je jejich vyhodnocení. Vyhodnocovány jsou jednotlivé řádky jednotlivých expertů a následně celý objekt. Výsledkem je míra opotřebení nebo míra znehodnocení, tudíž hodnota charakterizující aktuální stav objektu v čase prohlídky. Jelikož je vycházeno ze subjektivních hodnocení, je každá hodnota zatěžkána určitou chybou.

Pravděpodobnostní přístup

Rizikovou analýzu je možno řešit i pomocí pravděpodobnostního přístupu. Metoda pravděpodobnosti spočívá v hodnocení pomocí histogramů. Výchozím zdrojem informací je opět formulář vyplněný experty.

Z jednotlivých zdrojů nebezpečí (sloupcové matice) se vytvoří histogramy, jejichž součinem vznikne výsledný histogram.

Jak již bylo dokázáno na příkladu[14], pravděpodobnostní hodnocení je velmi citlivé na hodnocení expertů i hodnocení tohoto rozdělení. Je zde možnost dosažení úplně jiných výsledků než při klasické metodě UMRA.

5.2.2. Metoda FMEA – Analýza možnosti vzniku chyb [22]

Metoda FMEA [Failure Mode and Effect Analysis] je jednou z nejrozšířenějších metod expertní analýzy.

Prvotní fáze je identifikace možného vzniku poruch, způsobů poruch a jejich následků. Následuje fáze numerická, která je zaměřena na tříparametrický odhad rizik projektu s použitím indexu RPN. Index RPN je definován jakou součin hodnot S_v (stupeň nebezpečí = severity), L_k (pravděpodobná možnost realizace nebezpečí = likelihood) a D_t (zjistitelnost poruchy, nebezpečí = detection), [22]:

$$RPN = S_v \times L_k \times D_t \quad (21)$$

Vždy je velmi důležité zvolit vhodnou stupnici jednotlivých vstupních veličin. Stupnice nesmí začínat nulou, pak by došlo k např. několika nulových výsledků RPN, které by nebylo možno porovnávat. Rozsah stupnice závisí na podrobnosti výsledku, kterého je snaha dosáhnout. Z pravidla je stupnice volena v rozsahu 1-5, často také 1-10, ale je možnost ji zvolit třeba 13-35, začátek stupnice může být libovolně volen (minimální hodnota je však 1, jak je výše vysvětleno). V tabulce níže je názorný příklad jak taková stupnice může vypadat.

Tab. č. 20: Příklad stupnice pro výpočet indexu RPN [22]

<i>Sv</i> <i>závažnost nebezpečí</i>	<i>Lk</i> <i>možnost realizace nebezpečí během existence projektu (T_{ref})</i>	<i>Dt</i> <i>zjistitelnost nebezpečí</i>	<i>bodý</i>
nepodstatná pro projekt, následky realizace nebezpečí lze zvládnout prostředky postiženého útvary organizace	nelze ji očekávat	spolehlivá, existuje systém varování	1
na zvládnutí následků realizace nebezpečí se musí podílet několik útvarů	velice malá	probíhají pravděpodobné kontroly	2
náprava škody vyžaduje použití rozpočtové rezervy projektu	lze ji očekávat nejvýše jednou v době T_{ref}	kontroly jsou namátkové	3
náprava škody vyžaduje použití rozpočtové rezervy organizace	lze ji očekávat nejvýše třikrát v době T_{ref}	nekontroluje se	4
realizace nebezpečí ohrozí financování projektu a způsobí ztrátu pověsti organizace	k realizaci nebezpečí dojde alespoň jednou za dobu T_{ref}	realizace nebezpečí nastane bez varování	5

Alternativou indexu *RPN* je součtový parametr rizika *PaRs*, který je definován jako součet *Sv*, *Lk* a *Dt*, [22]:

$$PaRs = Sv + Lk + Dt \quad (22)$$

Parametr *PaRs* dovoluje, aby stupnice měli možnost začínat nulovou hodnotou. Zejména je to účelné pro hodnotu *Lk*, kdy se realizace nebezpečí považuje za zcela nepravděpodobnou ($Lk = 0$).

Použijí-li se pro *RSN* a *PaRs* stejné stupnice, pak se analytik v konečné fázi vyhodnocení dobere ke shodným seřazením výsledků šetření.

Váhování však nemá význam v případě hodnocení např. konstrukčních prvků o stejné významnosti. Avšak tato metoda by šla využít v případě analýzy několika podlažního objektu, kde by se např. hodnotily svislé nosné konstrukce sloupů, u kterých je předpokladatelná míra významnosti vzestupná (nejvýznamnější jsou sloupy v přízemí a nejméně významné sloupy v posledním patře), pak by využití této metody bylo opodstatněné.

5.3. Scénáře nebezpečí betonových/ železobetonových konstrukcí

Scénáře nebezpečí mohou být různé, závislé na spoustě ovlivnitelných i neovlivnitelných faktorů. Skutečnost bude pak souhra a kombinace různých vlivů. Vlivy se mohou navzájem podporovat a probíhají v závislosti jeden na druhém, neboli probíhají sériově anebo probíhají vedle sebe a neovlivňují se, tedy probíhají paralelně.

Degradační vlivy lze rozdělit do třech kategorií:

- **Mechanické poškození** – způsobeno nevhodným užíváním konstrukce (přetížením, zanedbanou údržbou, rozebíráním konstrukcí sběrači kovů, apod.), způsobeno živelnou pohromou (povodeň, požár, sesuv půdy, aj.).
- **Chemické poškození** – poškození vlivem agresivního prostředí (karbonatace, průnik chloridů, vlhkost), viz kapitola 2.
- **Biologické poškození** - způsobena živými organismy. Působení živých organismů by se dalo rozdělit na fyzikální degradaci (mechanické působení tlaků prorůstajících kořenů rostlin) a chemickou degradaci (působení mikroorganismů, rozpouštění substrátu „lišejníkovými“ kyselinami, aj.).

Odhad scénáře nebezpečí není snadným úkonem, je třeba zkušeného znalce, který dokáže zhodnotit veškeré vlivy a na základě třeba rizikové analýzy určit nejpravděpodobnější scénář nebezpečí. Z čehož pak vyvodí důsledky ve smyslu přijetí vhodných opatření, která nebezpečí eliminuje.

Za odhad scénáře nebezpečí by se dalo považovat řešení příčin a důsledků degradačních vlivů. Důsledkem těchto vlivů jsou poruchy vedoucí v extrémních případech až ke kolapsu prvku či celé konstrukce.

6. Životnost betonových konstrukcí [21]

6.1. Základy teorie životnosti konstrukcí

Životnost představuje dobu, po kterou daný výrobek, konstrukční prvek či stavební objekt plní funkci pro kterou byl navržen.

Životnost konstrukce je plánována tak, aby stavba s dostatečnou spolehlivostí plnila veškeré požadované funkce minimálně po dobu návrhové životnosti při současné optimalizaci celkových nákladů. Odhad životnosti je bezesporu velmi potřebným úkonem. Při odhadu životnosti je potřeba brát v potaz ne jen výchozí podmínky, ale také degradaci materiálu, komponent i celku za času působení provozu, dále pak vliv prostředí a také je nezbytné uvažovat nutnost údržby a oprav. Tato cesta pak umožní objektivnější hodnocení a srovnávání variant řešení s cílem snížení možných rizik.

Spolehlivost konstrukčních prvků a konstrukcí jako celku, která musí být splněna po celou dobu životnosti, se hodnotí podle mezních stavů únosnosti (MSÚ) a použitelnosti (MSP). V metodě mezních stavů se porovnávají účinky zatížení E , vůči odolnosti (odporu) R konstrukce. Určení těchto jevů není zpravidla snadné, závisí na spoustě parametrů, mající náhodný charakter, které způsobují případné degradace konstrukce (pokles únosnosti a tuhosti v čase). Veškeré parametry pak budou odhadovány na základě výpočetních modelů a experimentálního vyšetřování.

Existují dva přístupy, jak řešit životnost konstrukcí, a to přístupem deterministickým anebo stochastickým. Z předcházejícího textu je zřejmé, že při určování životnosti konstrukcí je zapotřebí spousty parametrů, které někdy mohou mít proměnný charakter, parametry na sobě mohou být někdy i závislé a navzájem ovlivnitelné, proto je při určování životnosti vhodnější využít stochastických (pravděpodobnostních) metod.

Jak již bylo řečeno životnost konstrukce respektive zbytková životnost je reprezentována časovým úsekem Δt_L , tedy dobou od uvedení do provozu nebo posuzovaného okamžiku. Po dobu Δt_L neklesnou požadované vlastnosti pod přijatelné minimum. Hranici přijatelného

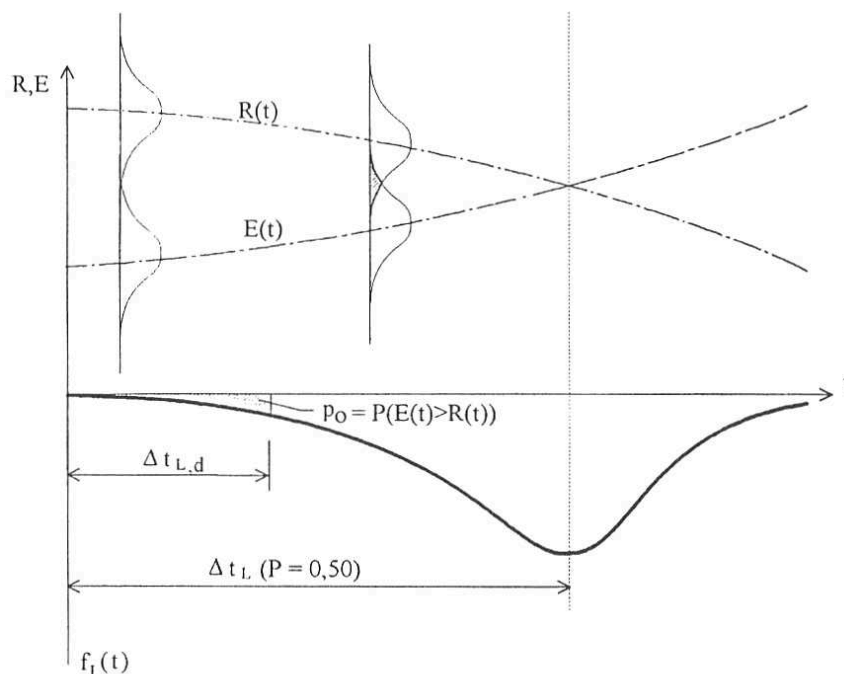
minima určují mezní stavy. V zásadě je třeba určit, který z mezních stavů bude představovat hranici přijatelného minima. Každý z mezních stavů se projevuje jinak a je závislý na jiných parametrech. Zavádí se tzv. přijatelná hladina pravděpodobnosti vzniku mezních stavů, pro každý z nich je toleranční interval rozdílný. Obvyklý rozsah hodnot pravděpodobnosti mezních stavů [27].

- Mezní stav použitelnosti (MSP): od 10^{-2} do 10^{-1} ,
- Mezní stav únosnosti (MSÚ): od 10^{-6} do 10^{-3} .

Často jsou pak podmínky spolehlivosti formulované pomocí účinků zatížení a prostředí E a odolnosti konstrukce R , obě tyto veličiny mají v čase proměnný charakter a lze je vyjádřit parametricky. Odolnost konstrukce R se mění v důsledku degradace a účinky zatížení a prostředí jsou také proměnné v čase. Podmínka spolehlivosti má pak následující tvar [18]:

$$Y = R - E \geq 0, \quad (23)$$

tedy pokud je odolnost konstrukce $R(t)$ větší nebo v krajním případě rovná účinkům zatížení $E(t)$, pak daný případ nedosáhl mezního stavu a konstrukce je spolehlivá. Názornou ukázkou pravděpodobnostního znázornění životnosti ukazuje obr. č. 25.



Obr. č. 25: Pravděpodobnostní znázornění životnosti [21]

Horní část obrázku znázorňuje proměnlivost veličin R a E v čase a jejich postup až do porušení podmínky spolehlivosti, $R(t) < E(t)$, která nastane v čase Δt_L (který odpovídá 50% pravděpodobnosti). Návrhová životnost $\Delta t_{L,d}$ se však může od životnosti Δt_L lišit. To pak ukazuje spodní část obrázku, kde je vykreslena funkce hustoty pravděpodobnosti $f_L(t)$. Část dosažená v čase $\Delta t_{L,d}$ pak odpovídá pravděpodobnosti dosažení mezního stavu (životnosti) [12]:

$$p_0 = P(E(t) > R(t)) \dots \dots \dots (24)$$

Z výše uvedeného je zřejmé, že v případě stanovování životnosti, respektive dosažení mezních stavů konstrukce je nejpřesnější využít stochastických metod tedy, u nichž bude zohledněna proměnlivost jednotlivých parametrů v čase.

Pro ukázkou jsou zde uvedeny několikere příklady veličin E , R :

Tab. č. 21: Příklady dvojic E , R [21]

E	R
ohybový moment v určitém průřezu nosníku od daného zatížení	ohybová únosnost tohoto průřezu (mezní moment únosnosti)
extrémní zatížení (kombinace zatížení) sledované konstrukce	mezní únosnost této konstrukce
dosažená hloubka karbonatace betonu	krytí výztuže
korozní úbytek nosné výztuže	minimální (nutná) výztuž

Hodnoty E , R z pravidla závisí na mnoha různých veličinách a jevech a z pravidla je nemožné všechny do výpočtu zavést. Proto se volí základní veličiny, které se pak snaží hodnoty E , R co nejlépe charakterizovat.

Základní veličiny mohou být:

Deterministické – znamená popsáním jedním konkrétním číslem. Jedná se o nejpoužívanější a nejjednodušší typ veličiny. Tento přístup je používán v současných normativních předpisech. Zohlednění nejistot se provádí pomocí dílčích součinitelů spolehlivosti.

Stochastické (pravděpodobnostní) – jedná se o náhodné veličiny, vyjádřeny parametricky (funkcí), či neparametricky (histogramem). Často je práce zjednodušena na využití pouze střední hodnoty a směrodatné odchylky. Vyjádření závislosti mezi veličinami lze pomocí nástroje korelace.

Jednoznačně lze říct, že stochastická veličina koresponduje mnohem přesněji se skutečností než veličina deterministická, proto pravděpodobnostní přístup je považován za přesnější. A právě díky pravděpodobnostnímu vyjádření veličin, je možné vypustit notoricky známé a běžně používané součinitele spolehlivost. Úskalí tohoto přístupu tkví v pracném shromažďování informací (naměřených hodnot, např. pevnost oceli S235), z nichž se pak náhodná veličina tvořena.

Přesnost výsledku také koresponduje s typem výpočtové metody. Výpočtová metoda je volena případ od případu, neexistuje jediná ideální metoda pro všechny případy výpočtů. Nejvhodnější metoda je volena na základě znalosti konkrétního případu (vstupy, model výpočtu, aj.) a veškerých dostupných pravděpodobnostních metod.

6.1.1. Pravděpodobnostní metody [12]

1. Simulační metody

Jedná se o většinu pravděpodobnostních metod, založených na principu metody numerické integrace Monte Carlo, tedy na opakovaných vyčísleních (simulacích) funkce spolehlivosti (poruchy). Náhodné veličiny se generují podle jejich teoretické definice rozdělení pravděpodobnosti s využitím generátoru pseudonáhodných čísel. Protože metoda Monte Carlo vyžaduje velký počet simulací, je využitelná jen pro méně náročné úlohy. Metody byly pro větší efektivnost zdokonalovány, viz b), c). Následuje výpis simulačních metod.

a) Klasická simulace Monte Carlo (Direct Sampling)

- SBRA = Simulation Based Reability Assessment

b) Stratifikované simulační techniky

- LHS = Latin Hypercube Sampling
- SS = Stratified Sampling

c) Pokročilé simulační metody

- IS = Importance Sampling
- AS = Addaptive Sampling

- DS = Directional Sampling
- LS = Line Sampling
- DPS = Design Point Sampling
- AOS = Axis Orthogonal Sampling

2. Aproximační metody

Postupy těchto metod vedou k aproximaci výsledné funkce spolehlivosti jednoduchou aproximační funkcí.

a) FORM/SORM = First (Second) Orders Reliability Method

- Metoda patřící k základním nástrojům stanovení pravděpodobnosti poruchy respektive indexu spolehlivosti.

b) Metody výběru vhodného rozdělení pravděpodobnosti založené na náhodném výběru rezervy spolehlivosti

c) Perturbační techniky

d) Metody plochy odezvy

- RS = Response Surface
- ARS = Adaptive Response Surface

3. Přímé (numerické) metody

Přímé řešení integrálů pravděpodobnosti poruchy. Postup výpočtu je jednoznačně optimalizován svým algoritmem, na rozdíl od metody Monte Carlo, kde se data dané simulace náhodně mění (generátor pseudonáhodných čísel).

a) POPV = Přímý Optimalizovaný Pravděpodobnostní Výpočet

6.2. Příklad: Pravděpodobnostní analýza karbonatace betonu

Cílem práce je pomocí pravděpodobnostní analýzy zjistit čas depasivace ocelové výztuže respektive určení doby, kdy karbonatační fronta x_c dovrší krycí vrstvy betonu c .

Tato práce je vytvořena na základě mého seminárního projektu do předmětu: Pravděpodobnostní posuzování konstrukcí, vedeného panem Doc. Ing. M. Krejsou, Ph.D. a cvičícím panem Ing. P. Konečným, Ph.D.

Prvním krokem je volba vhodného matematického modelu. Jako nejvhodnější byl vybrán výpočetní model dle Papadakise a Matouška (vzorec č. 9, 10).

Každá základní veličina daného matematického modelu je charakterizována průměrnou hodnotou, směrodatnou odchylkou, variačním koeficientem, hranicemi definičního oboru (min, max) a typem (tvarem) parametrické funkce (rozdělení).

Tab. č. 22: Základní vstupní veličiny [11]

i	Veličina	jednotky	symbol	průměr	směrodatná odchylka	variační koeficient	min	max	rozdělení
1	koncentrace CO ₂ ve vzduchu	mg/m ³	c_{co2}	800	160	0,20	320,00	1280,00	normální
2	relativní vlhkost	%	RH	70	14	0,20	28,00	112,00	log-normal
3	cement na 1m ³ směsi	kg/m ³	a_c	342	17,1	0,05	290,70	393,30	normální
4	drobné kamenivo na 1m ³ směsi	kg/m ³	a_1	834	41,7	0,05	708,90	959,10	normální
5	hrubé kamenivo 1 na 1m ³ směsi	kg/m ³	a_2	373	18,65	0,05	317,05	428,95	normální
6	hrubé kamenivo 2 na 1m ³ směsi	kg/m ³	a_3	614	30,7	0,05	521,90	706,10	normální
7	dávka vody na 1m ³ směsi	kg/m ³	a_w	188	9,4	0,05	159,80	216,20	normální
8	objemová hmotnost cementu	kg/m ³	ρ_c	3100	150	0,05	2650,00	3550,00	normální
9	objemová hmotnost drobného kameniva	kg/m ³	ρ_1	2590	207,2	0,08	1968,40	3211,60	normální
10	objemová hmotnost hrubého kameniva 2	kg/m ³	ρ_2	2540	266	0,10	1742,00	3338,00	normální
11	objemová hmotnost hrubého kameniva 3	kg/m ³	ρ_3	2660	266	0,10	1862,00	3458,00	normální
12	faktor neurčitosti modelu	-	ψ	1	0,35	0,35	-0,05	2,05	normální
13	krytí	mm	c	28,4	0,852	0,03	25,84	30,96	normální
14	faktor koroze výztuže	-	α	0,1	0,01	0,10	0,07	0,13	log-normal

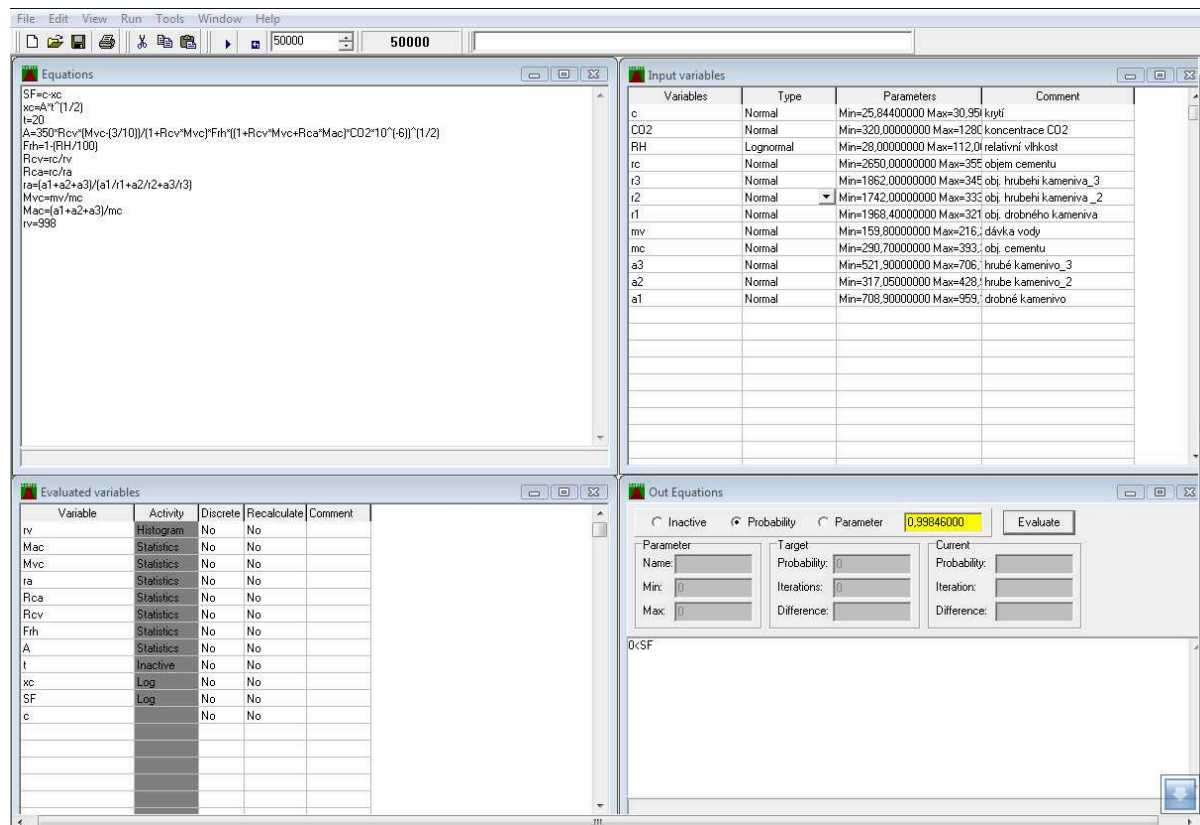
Pro výpočet byla zvolena pravděpodobnostní metoda SBRA (Simulation Based Reability Assessment), založená na numerické integraci Motce Carlo. Tuto metodu využívá program Anthill, v kterém je následný výpočet proveden.

Postup práce v programu Anthill: po zadání výpočtového algoritmu, je nutné nadefinovat vstupní základní veličiny a dále určit jakého typu budou proměnné (program rozlišuje proměnné typu: *inactiv* – konstantní číslo, *statistic* – pamatuje si statistické parametry a *log* –

pro proměnné, které budou vykresleny). Posledním krokem před vyhodnocením výstupů je zadání podmínky spolehlivosti

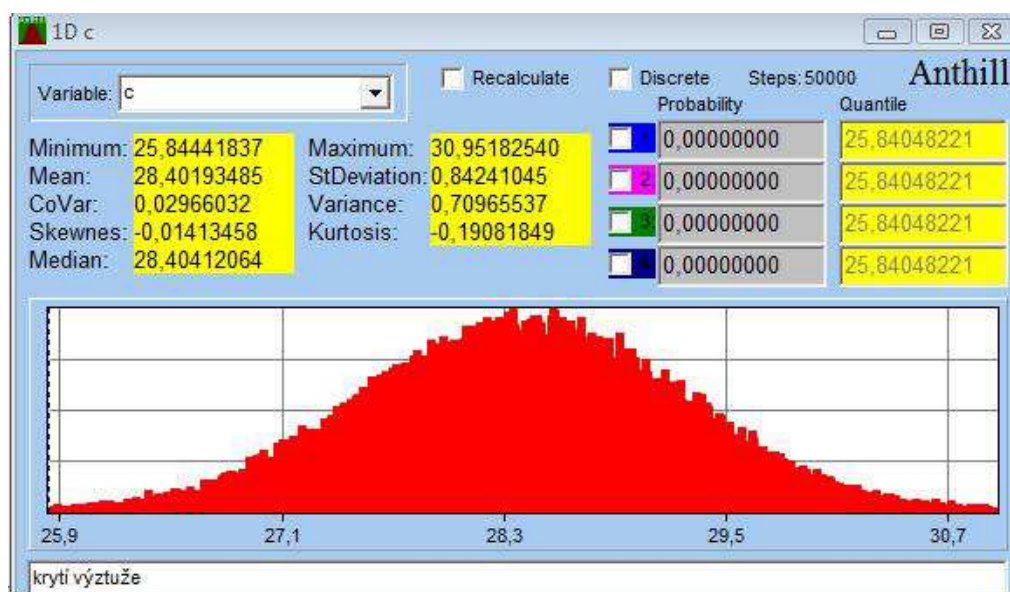
$$SF = c - x_c > 0 \quad (25)$$

s následným výpočtem pravděpodobnosti spolehlivosti.

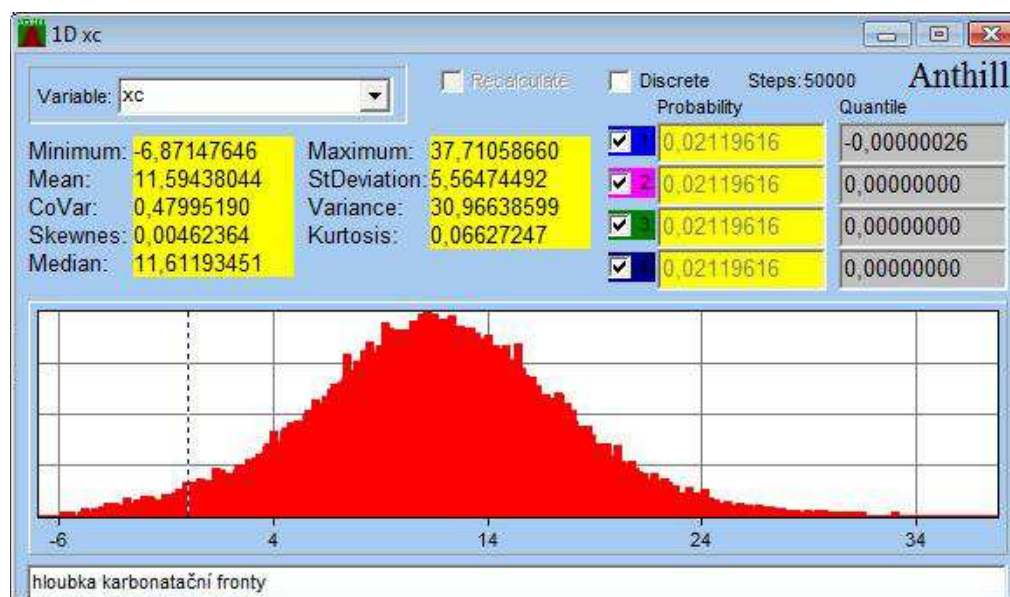


Obr. č. 26: Ukázka prostředí programu Anthill

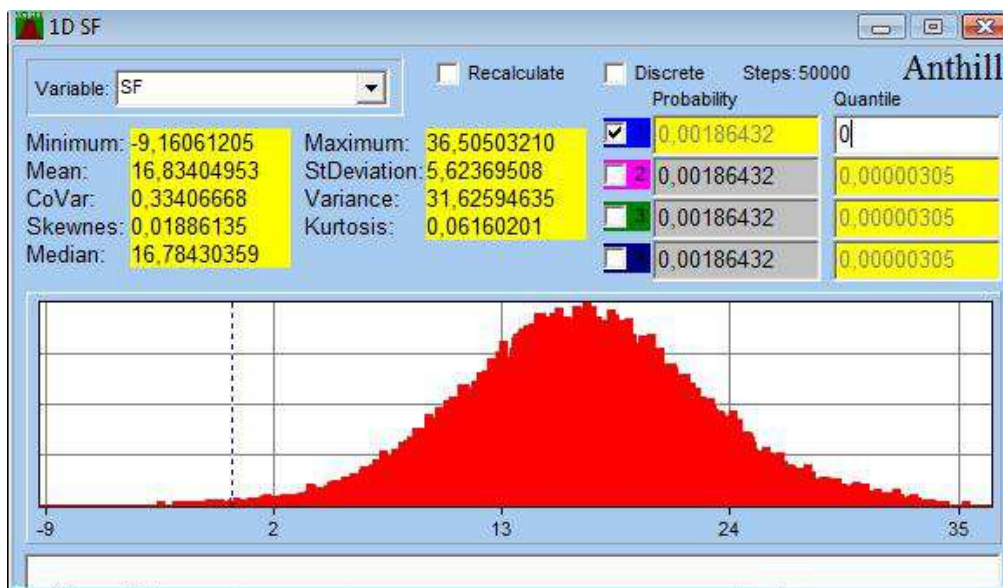
Výstupem programu jsou 1D grafy pravděpodobnostního rozdělení karbonatační fronty x_c [mm] a funkce spolehlivosti SF . Pro úplnost jsou 1D výstupy doplněny o zadaný parametr krytí c [mm].



Obr. č. 27: Pravděpodobnostní rozdělení krytí c [mm] (žadáno)



Obr. č. 28: Pravděpodobnostní rozdělení hloubky karbonatační fronty x_c [mm] (vypočteno)



Obr. č. 29: Pravděpodobnostní rozdělení funkce spolehlivosti SF (vypočteno)

Tyto výpočty jsou realizovaný pro všechny časy t , kde $t = \{10, 20, \dots, 100\}$ let, díky čemuž lze pozorovat vývoj hloubky karbonatační fronty v čase t .

Do tabulky jsou pak zaznamenávány charakterizující parametry (MEAN = střední hodnota, STD = směrodatná odchylka, COV = variační koeficient) každého pravděpodobnostního rozdělení hloubky karbonatace pro danou dobu t .

Tab. č. 23: Hloubka karbonatační fronty $x_c(t)$ – Anthill (SBRA)

ANTHILL(SBRA)-model podle Papadakis a Matouška											
t [roky]		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
x _c [mm]	MEAN	8,13	11,59	14,15	16,34	18,24	20,07	21,63	23,14	24,51	25,91
	STD	3,94	5,55	6,83	7,85	8,74	9,63	10,40	11,18	11,78	12,40
	COV	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48

Protože nikdy není dobré spoléhat se pouze na jedinou metodu, byl vytvořen kontrolní výpočet hloubky karbonatační fronty x_c v programu RC Life Time pracující na základě stratifikované simulační techniky LHS (Latin Hypercube Sampling).

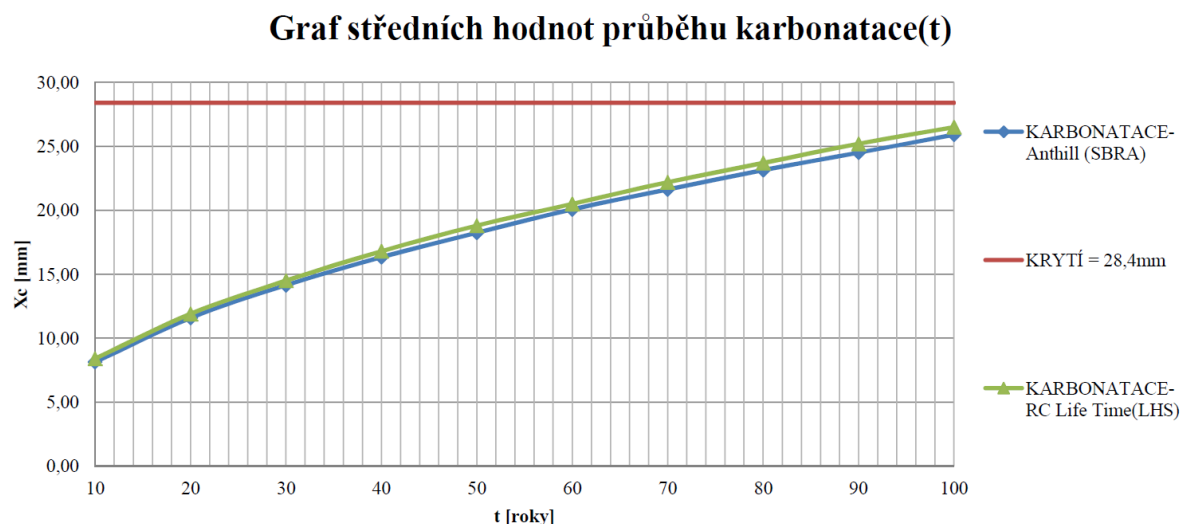
Stejně jako v programu Anthill byly zadány vstupní základní veličiny charakterizované průměrnou hodnotou, směrodatnou odchylkou, variačním koeficientem, hranicemi definičního oboru (min, max) a typem (tvarem) parametrické funkce (rozdělení).

Výsledky dílčích výpočtů pro každý čas t byly zaznamenány do tabulky.

Tab. č. 24: Hloubka karbonatační fronty $x_c(t)$ – RC Life Time (LHS)

RC Life Time (LHS) - model podle Papadakis a Matouška											
t [roky]		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
x _c [mm]	MEAN	8,40	11,90	14,50	16,80	18,80	20,50	22,20	23,70	25,20	26,50
	STD	3,46	4,90	6,00	6,93	7,75	8,48	9,16	9,80	10,39	10,95
	COV	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41

Pro optickou kontrolu byl vytvořen graf, znázorňující postup karbonatační fronty v čase t , pro obě výpočtové metody.



Obr. č. 30: Graf postupu karbonatační fronty v čase t a zároveň srovnání výsledků metod SBRA a LHS

Výsledky obou metod si rámcově odpovídají (tolerovaný rozdíl řádově v desetinách milimetrů) a s určitou tolerancí dochází ke shodě vypočtených hodnot.

POZN.: Výsledné hodnoty, získané programem Anthill, by se daly ještě více upřesnit, zvýšením počtu kroků (v případě tohoto programu je limitní počet kroků roven 50.000, které byly vyčerpány všechny). Z toho plyne, že pokud by byla potřeba přesnějších výsledků, musí se využít jiná pravděpodobnostní metoda.

Závěrečným krokem a analýze průběhu karbonatační fronty je konečné vyhodnocení spolehlivosti.

Spolehlivost se prokazuje porovnáním návrhové pravděpodobnosti (životnosti) p_d s pravděpodobností poruchy p_f , přičemž musí platit:

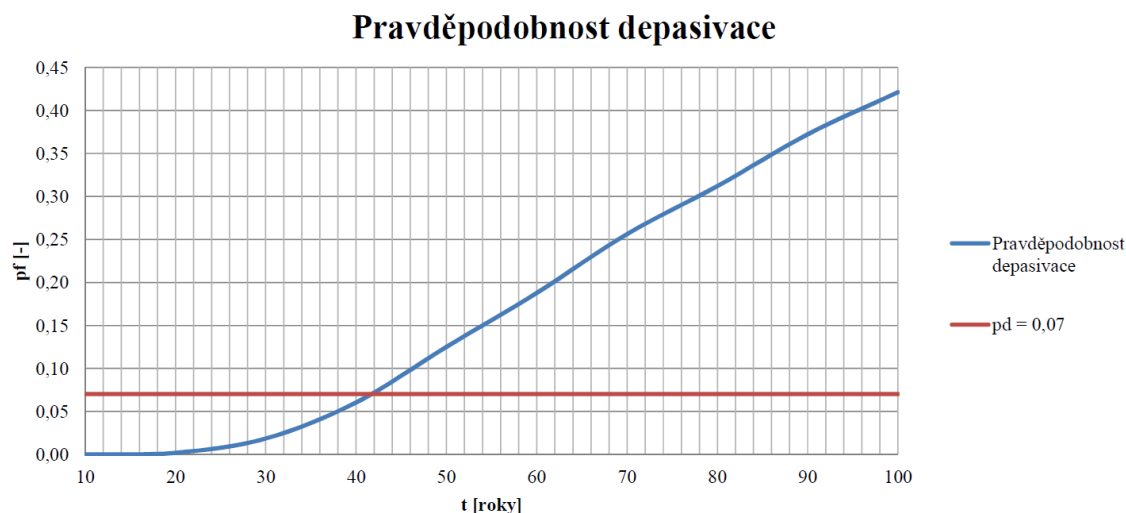
$$p_d = 0,07 > p_f(t). \quad (26)$$

V následující tabulce je provedeno vyhodnocení spolehlivosti karbonatační fronty, na základě pravděpodobnosti poruchy p_f získané z programu Anthill.

Tab. č. 25: Vyhodnocení spolehlivosti

ANTHILL(SBRA)-model podle Papadakis a Matouška											
t [roky]		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
x _c [mm]	MEAN	8,13	11,59	14,15	16,34	18,24	20,07	21,63	23,14	24,51	25,91
	STD	3,94	5,55	6,83	7,85	8,74	9,63	10,40	11,18	11,78	12,40
	COV	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48
p = SF > 0		1,00	1,00	0,98	0,94	0,88	0,81	0,74	0,69	0,63	0,58
p _F		0,00	0,00	0,02	0,06	0,13	0,19	0,26	0,31	0,37	0,42
P _a		0,07									
POSUDEK		VYHOVÍ	VYHOVÍ	VYHOVÍ	VYHOVÍ	NEVYHOVÍ	NEVYHOVÍ	NEVYHOVÍ	NEVYHOVÍ	NEVYHOVÍ	NEVYHOVÍ

Na základě tabulky je vytvořen graf vývoje pravděpodobnosti depasivace respektive pravděpodobnosti překročení návrhové hodnoty p_d . Z čehož lze odhadnout přibližný čas depasivace výztuže t_f .



Obr. č. 31: Graf postupu karbonatační fronty v čase t a zároveň srovnání výsledků metod SBRA a LHS

Přibližný čas depasivace výztuže se odhaduje na $t_f = 41,4$ roku.

6.3. Vady a poruchy betonových konstrukcí

Vady a s nimi související následné poruchy [21] jsou jevem snižující spolehlivost a životnost konstrukce pod limitní minimum a tak projevení nedostatečné odolnosti konstrukce R , vůči působícímu zatížení E . Definice vad a poruch se může v jednotlivých literaturách lišit, např. v části 5.1.2. je definice vady postavena spíše k potřebě rizikové analýzy a zde bude definice upravena na základě literatury [21].

Vada konstrukce – jev na konstrukci snižující její spolehlivost, pod určitou mez, ze sledovaného hlediska vůči účinkům zatížení a prostředí E (vyplývajícím z jejího účelu při předpokládaném způsobu provozu).

Porucha konstrukce – je projevem vady konstrukce, nastává vlivem působícího zatížení a prostředí a projeví se ukončením schopnosti konstrukce plnit požadovanou funkci dle technických podmínek. Snižuje spolehlivost, případně i bezpečnost konstrukce.

6.3.1. Vady a poruchy betonu v období vzniku konstrukce

Problematiku vad a poruch betonových konstrukcí je možno rozdělit do dvou kategorií podle období vývoje betonu:

1) *Údobí mladého betonu*

Poruchy vzniklé jen krátce po zhutnění betonové směsi, jedná se tedy o čerstvý a tuhnoucí beton. V tomto údobí jsou hlavními činiteli objemové změny, které mohou vést ke snižování spolehlivosti funkce betonových průřezů.

V **primárním údobí** mladého betonu je beton jakousi amorfní hmotou, u které doposud není zcela znám mechanismus jejího chování (neřídí se zákonitostmi pevných látek). V tomto údobí se tedy prozatím nedokáže jasně formulovat zdroje vad. Avšak ze získaných poznatků z praxe je zřejmé, že poruchy betonových povrchů jsou způsobeny plastickým smršťováním ε_{pl} a plastickým sedáním s_{pl} . Tyto procesy jsou ovlivněny složením betonové směsi, jejím zpracováním a zejména ošetřováním povrchu betonu.

V případě plastického smršťování se jedná o vodorovné deformace dosud neztvrdlé betonové vrstvy, která dokáže přenést jen velmi malé tahové a smykové napětí. Plastické smršťování je způsobeno rychlým vysycháním betonové směsi.

U plastického sedání jde také o neschopnost neztvrdlého betonu přenášet tahová a smyková napětí, vznikající od rozdílu ve svislých deformacích. To je způsobeno přesunem vody k povrchu betonu a následným odpařováním vody z povrchu betonu. Plastické smršťování je závislé na vodním součiniteli betonu (čím vyšší vodní součinitel tím větší objemové změny) a na klimatických podmínkách (zejména vliv větru a slunečního záření).

Poruchy od plastického smrštění ε_{pl} a plastického sednutí s_{pl} se projevují do 15 min až 8h od ztuhnutí betonové směsi, kdy se začnou objevovat trhlinky.

V **sekundárním údobí** mladého betonu se beton už chová jako pevná látka, pro kterou je možné její chování ověřit metodami stavební mechaniky. V tomto údobí se na degradaci podílí přetvoření od hydratačního tepla ε_{Thydt} , dále pak autogenní smršťování ε_{aut} betonu a později vlivem změny vlhkosti prostředí další smršťování ε_s . Výsledným smrštěním ε_{Sh} je pak součet autogenního smrštění ε_{aut} a smrštění vlivem změny vlhkosti prostředí ε_s . V tomto údobí tedy vznikají trhliny od teploty, od hydratace a od smršťování (převážně autogenního) a to vždy jejím společným působením.

2) Údobí ztvrdlého (zralého) betonu

V tomto údobí funguje konstrukce po celou dobu její existence. Zahájení životního cyklu konstrukce je pak zahájeno předáním stavby investorovi. Při předání musí být odstraněny veškeré zjištěné vady, tak aby konstrukce mohla bez obtíží plnit svou funkci, na kterou byla navržena a předešlo se tak následným poruchám.

6.3.2. Vady a poruchy betonu v období provozu konstrukce

Lze rozdělit na kategorie podle mezních stavů a odolnosti proto korozi.

1) Vady a poruchy z hlediska MS únosnosti

Tímto typem vady je konstrukce postižená v případě, kdy její staticky přípustná únosnost je menší než předpokládaný maximální účinek zatížení. Z pozice předpisů vzniká vady v případě, kdy výpočtová hodnota odporu konstrukce R je menší, než výpočtová hodnota účinků zatížení E . Poruchou je pak chápáno porušení průřezu či části konstrukce, ztráta stability, vznik tvarově neurčité soustavy aj. Projevem poruchy může být plastický průhyb prvku, rozevření trhlin, drcení betonu, vybočování tlačené výztuže, zřícení části nebo celé konstrukce aj.

2) Vady a poruchy z hlediska MS použitelnosti – přetvoření – trhlin

Nejsou pro stavební konstrukci tak závažné jako vady a poruchy z hlediska MSÚ, jsou spíše zaměřeny na hlediska:

- Vzhledová – estetický (psychologický) charakter, například průhyby, trhlinky mohou na uživatele působit značně neesteticky, může vznikat pocit nebezpečí

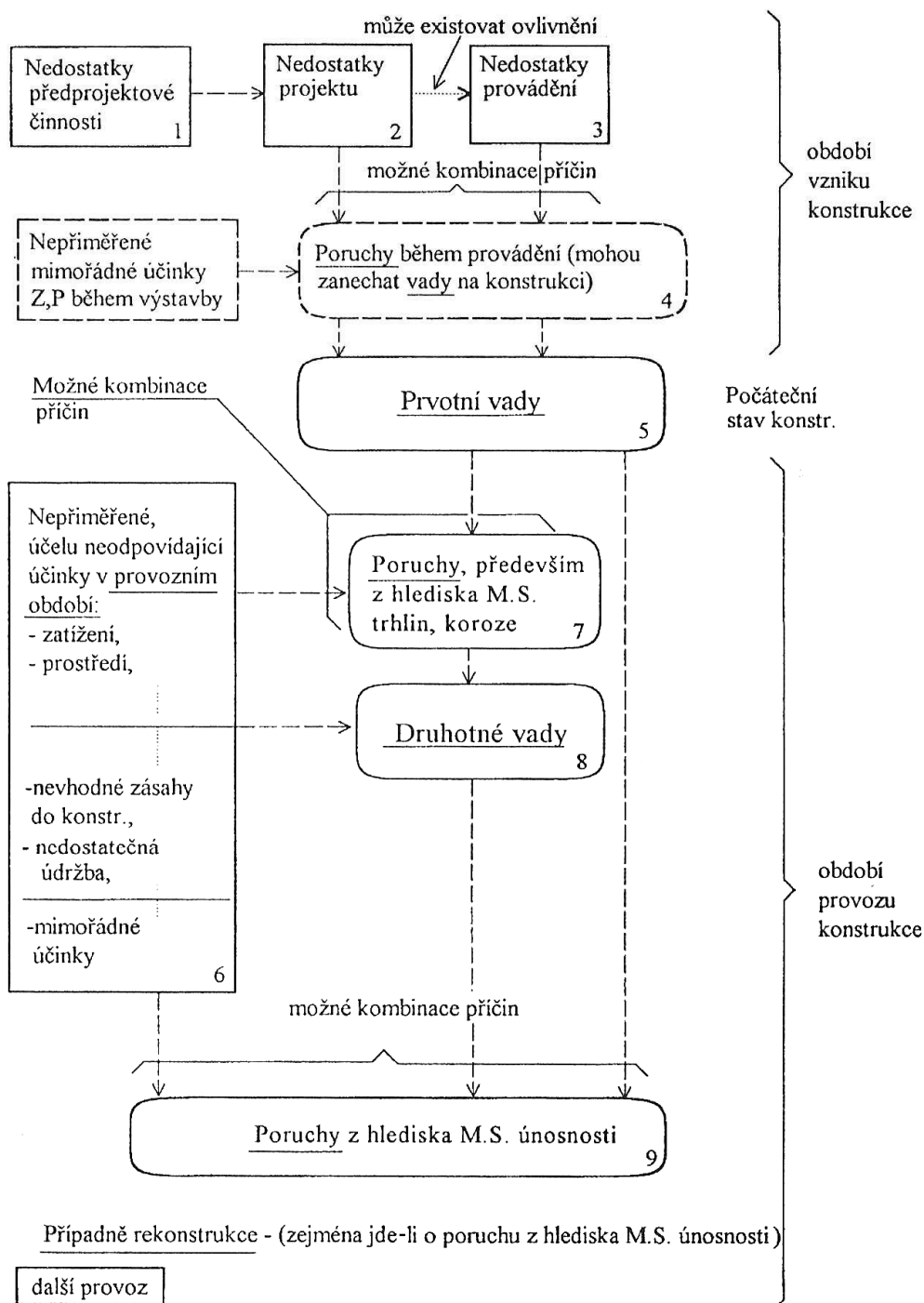
- Konstrukční – uspořádání konstrukce v oblasti navázání, připojení nosných či nenosných konstrukcí k původní stávající konstrukci
- Provozní – může omezovat využitelnost prostoru
- Fyziologická – vzbuzují v uživateli špatné pocity, např. při pohybu po málo tuhém stopu, apod.

3) *Vady a poruchy z hlediska odolnosti proti korozi*

Bohužel normy nepředepisují žádný ucelený posudek pro „mezní stav koroze“, pouze jsou k nalezení útržkovité informace k této tématice. Více o degradacích betonu a oceli v kapitole 2.

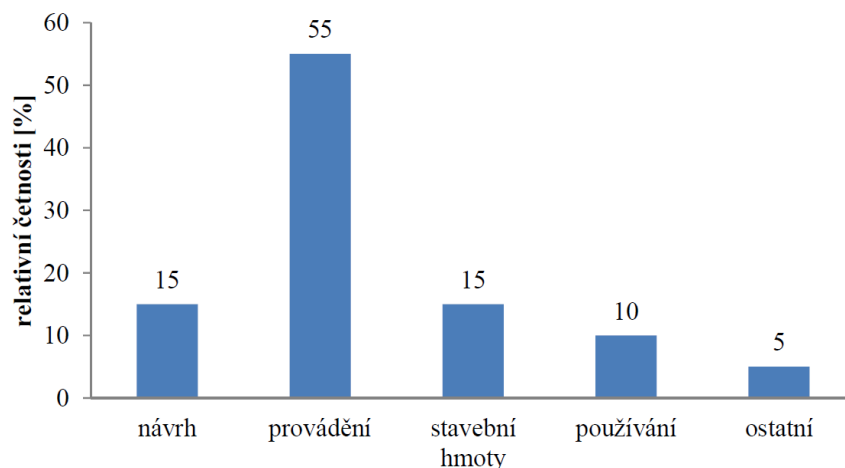
Obecné schema možných příčin vad a poruch a jejich kombinací

(až po poruchy z hlediska mezních stavů únosnosti)



Obr. č. 32: Možné příčinné vztahy vzniku vad a poruch [21]

Pro zajímavost uveden sloupcový graf znázorňující nejčastější příčiny vad v České republice.



Obr. č. 33: Nejčastěji statisticky uváděné příčiny vad v ČR [9]

Statisticky nejčastější příčinou vad je fáze provádění stavby, během níž mohou být porušeny některé technologické a technické postupy. V tomto případě hraje velkou roli lidský faktor.

6.4. Životní cyklus stavby

Každou stavbu lze z hlediska času zařadit do určité její životní fáze (příprava, výstavba, doba provozu).

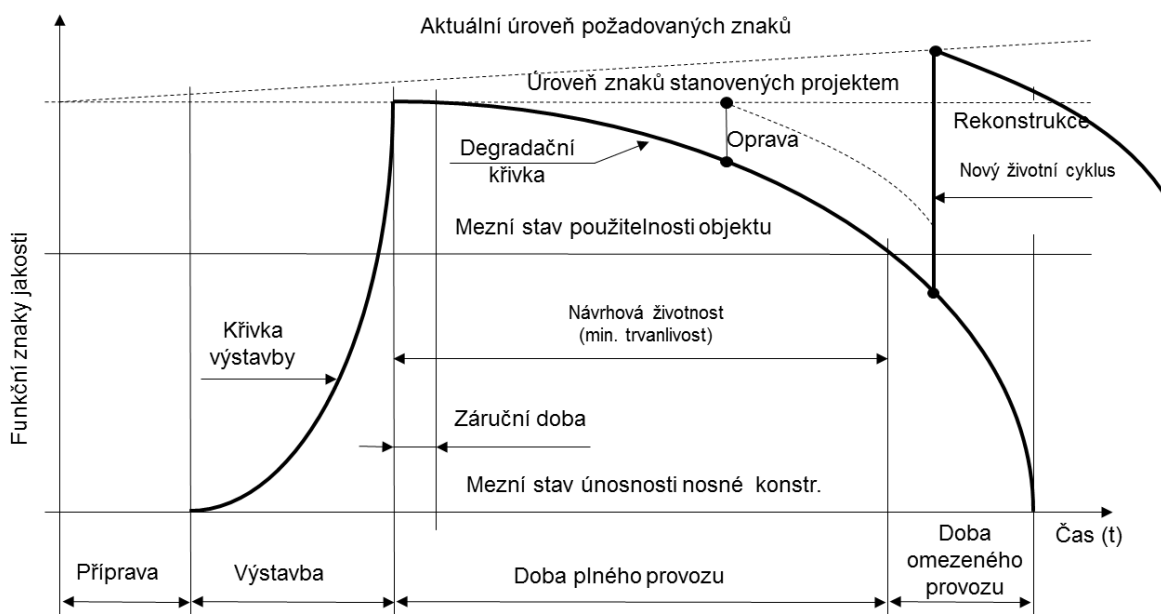
V přípravné fázi se nashromažďují informace, zhotovuje se návrh projektu a návrh opatření pro minimalizaci možných rizik, která by měla za důsledek poruchu konstrukce, či újmu na zdraví, životech nebo ekonomický dopad.

Další fáze je výstavbová, odpovídá jí křivka výstavby a snahou je docílit, takové úrovně stavby, která je požadovaná projektem.

Počátek třetí fáze je také počátkem životnosti konstrukce. Životnost je perzekvována křivkou degradace a je závislá na mezních stavech, které časově omezují její provoz. Mezním stavem použitelnosti je omezena doba plného provozu, následuje doba omezeného provozu.

Pokud se jakost konstrukce nikterak nezmění, např. rekonstrukcí, degradační křivka dochází až do své konečné fáze, mezního stavu únosnosti.

Z grafu je zřejmé, že pokud je na konstrukci prováděna údržba, oprava nebo rekonstrukce, její degradační křivka a tedy i životnost se může značně prodloužit.

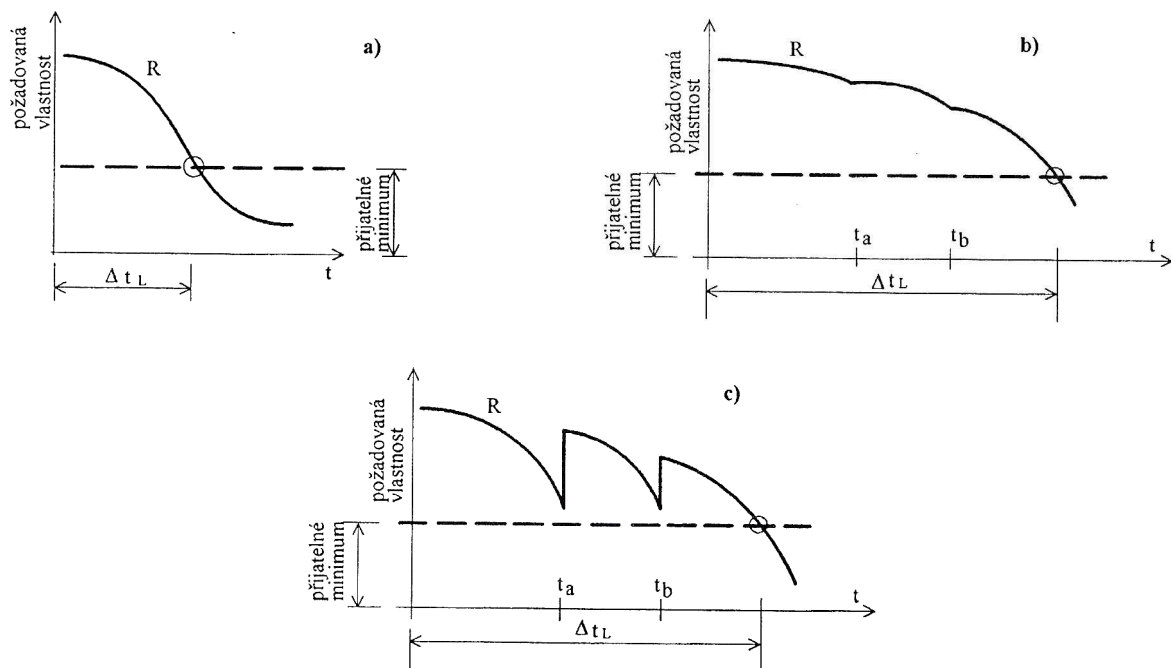


Obr. č. 34: Životní cyklus stavebního objektu a [28]

Z hlediska zkoumání životnosti je snahou odhadnout zbytkovou životnost konstrukce. Ke správnému odhadu je potřeba získat co nejvíce informací. Nástrojem získávání informací je stavebně technický průzkum, viz kapitola 2 a 3, jehož snahou je zjistit aktuální stav konstrukce.

6.4.1. Význam údržby a oprav konstrukcí

Jak již bylo podotknuto údržby a opravy, provedená na konstrukci, mají nezanedbatelný význam na její životnost potažmo spolehlivost. Na obrázku níže jsou patrný rozdíly délky životnosti Δt_L při stavu: a) bez zásahu, b) s údržbami, c) s opravami.



Obr. č. 35: Význam údržby a oprav pro životnost konstrukce: a) bez zásahu, b) s údržbami, c) s opravami. [21]

Délka životnosti Δt_L je limitována úsečkou přijatelného minima (může být reprezentováno mezním stavem). Opravy respektive údržby se provádí v časech t_a a t_b .

6.4.2. Návrhová doba životnosti

Doba životnosti jednotlivých konstrukcí a staveb se navrhuje podle účelu a významu objektu, informativní délka návrhové životnosti je uvedena v [2].

Tab. č. 26: Informativní návrhové životnosti [2]

Kategorie návrhové životnosti	Informativní návrhová životnost (v letech)	Příklady
1	10	dočasné konstrukce
2	10 - 20	vyměnitelné konstrukční části
3	25 - 50	zemědělské a drobné stavby
4	80	budovy a další běžné stavby
5	100	monumentální stavby, mosty a jiné inžen. k-ce

7. Závěr

V práci byla shrnuta problematika degračních procesů betonu a oceli. Byly uvedeny vybrané modely karbonatace a průniku chloridů do struktury betonu. Model karbonatace byl následně využit v pravděpodobnostní analýze vývoje karbonatační fronty v čase, na jejímž základě byl určen čas depasivace výztuže.

Cílem práce je také seznámení s metodami stavebně technického průzkumu. Pro názornou ukázkou je pak uveden příklad vyhodnocení objektu bývalých Baťových závodů ve Zlíně (nosným systémem je železobetonový skelet, sestavený z dílčích prvků: sloup, průvlak, trám a deska).

Dále je v práci obsažena problematika týkající se hodnocení a analýzou rizik a také rozbor teorie životnosti konstrukcí. Důraz je kladen na možnost využití pravděpodobnostních metod při hodnocení životnosti.

Problematika diagnostiky, hodnocení rizik a životnosti konstrukcí je velmi obsáhlé téma, které lze neustále doplňovat o nové poznatky. Může se stát tématem četných výzkumů a vědeckých prací s cílem co nejpřesněji a nejekonomičtěji navrhovat a spravovat betonové i jiné konstrukce.

8. Seznam použitých parametrů

8.1. Normy

- [1] ČSN 73 1373: *Nedestruktivní zkoušení betonu – Tvrdoměrné metody.*
- [2] ČSN EN 1990 (730002): *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*
- [3] ČSN EN 197-1 (722101): *Cement - Část 1: Složení, specifikace a kritéria shody cementů pro obecné použití*
- [4] ČSN EN 1008 (732028) : *Záměsová voda do betonu - Specifikace pro odběr vzorků, zkoušení a posouzení vhodnosti vody, včetně vody získané při recyklaci v betonárně, jako záměsové vody do betonu*
- [5] ČSN EN 1991-1-6 (73 0035): *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení během provádění.*
- [6] ČSN EN 1992-1-1 (73 1201): *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.*
- [7] ČSN ISO 13 822: *Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí.*

8.2. Literatura

- [8] DOBRÝ, Oldřich. *Koroze betonu ve stavební praxi*. 1. vyd. Praha: STNL, 1988.
- [9] DROCHYTKA Rostislav, BYDŽOVSKÝ Jiří, *Soudní inženýrství: Vady a poruchy stavebních materiálů a jejich vliv na stanovení slevy z díla*, Brno, 2004.
- [10] CHROMÁ, Markéta. *Studium a modelování karbonatace betonu: autoreferát doktorské dizertační práce k získání vědecké hodnosti "Doktor" ve zkratce "Ph.D."*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta chemická, 2012.
- [11] KONEČNÝ Petr, *Aspekty vyšetřování trvanlivosti betonu*, 2005.
- [12] KREJSA Martin, KONEČNÝ Petr, *Spolehlivost a bezpečnost staveb*, 2011.

- [13] Kubečka Karel, *Výše škody a zhodnocení stavebních konstrukcí metodou analýzy rizik. Časopis Stavitelství 02/10, 2010*
- [14] Kubečka Karel, *Využití metod analýzy rizik v procesu rozhodování o vhodnosti sanace. Časopis Stavitelství 02/10, 2010*
- [15] MAŘÍK Richard, *Ultrazvuková metoda zkoušení hmot a konstrukcí*, Brno: Akademické nakladatelství CERM, s.r.o. Brno, 2003
- [16] MATOUŠEK, Milan. *Atmosferická koroze betonu*. Vyd. 1. Praha: IKAS, 1998.
- [17] POSPÍŠIL Ondřej, *Bakalářská práce: Diagnostika stavebních konstrukcí při hodnocení aktuálního stavu*, 2012
- [18] PROCHÁZKA, Jaroslav. *Navrhování betonových konstrukcí 1. 3. vyd.* Praha: ČBS Servis, 2007.
- [19] PUME, Dimitrij a František ČERMÁK. *Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí*. Vyd. 1. Praha: Arch, 1993.
- [20] SZKLORZOVÁ Halina, STANĚK Theodor – *Vlastnosti směsí portlandského a hlinitanového cementu*, Praha: Výzkumný ústav maltovin Praha, s. r. o., 2007
- [21] ŠMERDA, Zdeněk. *Životnost betonových staveb*. 1. vyd. Praha: Informační centrum ČKAIT, 1999.
- [22] TICHÝ, Milík. *Ovládání rizika: analýza a management*. Vyd. 1. Praha: C.H. Beck, 2006.

8.3. Elektronické zdroje

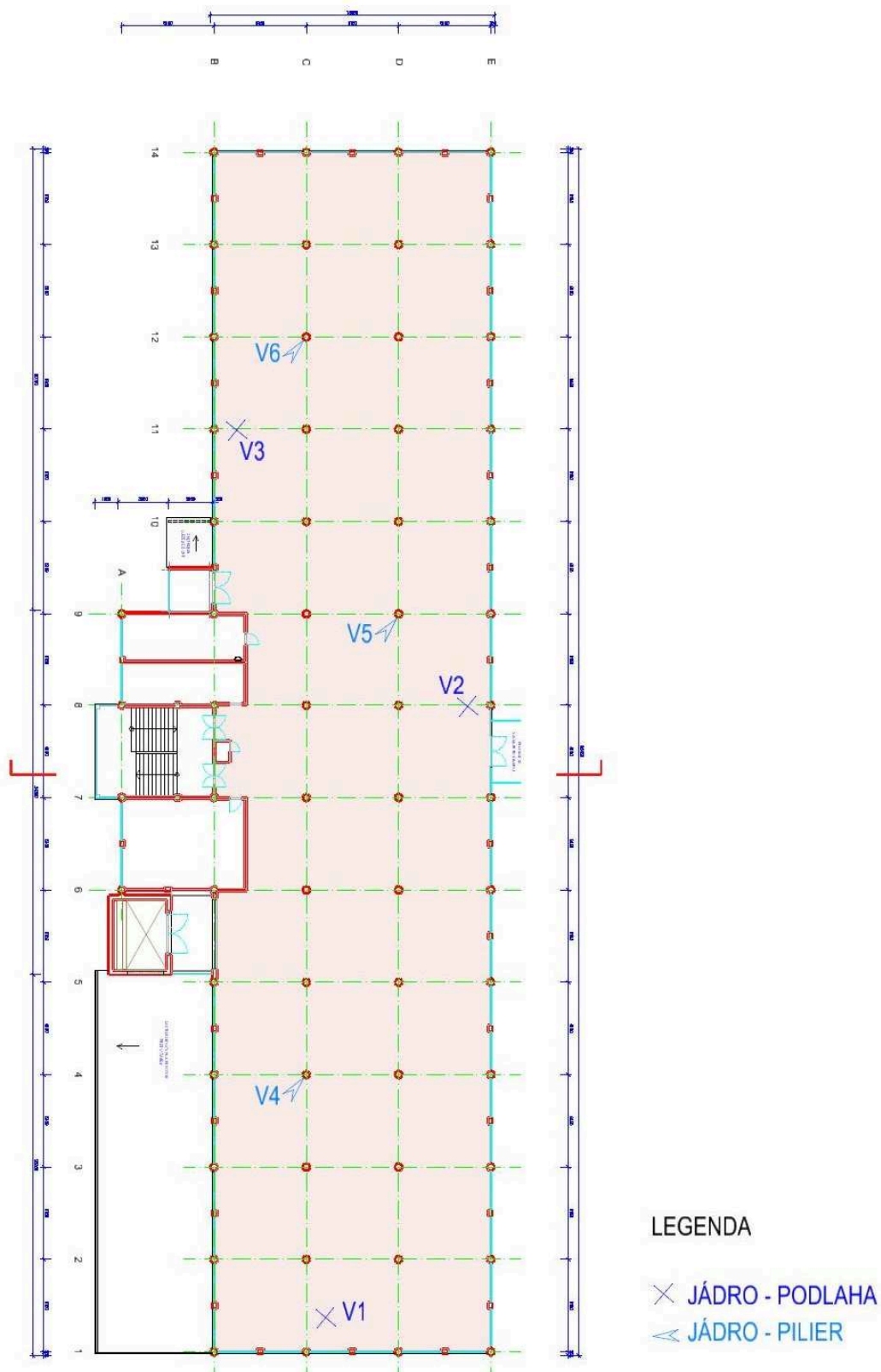
- [23] BROZOVSKY Jiří, *Časopis Věda a výzkum-Nedestruktivní zkoušení betonu odrazovými tvrdoměry v konstrukci podle evropských norem a českých technických norem* [on-line]. 2010 [cit. 2013-11-20]. Dostupné z: <http://www.betontks.cz/casopis/2010-6/75.pdf>
- [24] EBETON.CZ, *Rádce v oblasti betonu* [on-line]. [cit. 2013-11-20]. Dostupné z: www.ebeton.cz

-
- [25] GEOLOGIE.VSB.CZ, *Kamenivo* [on-line]. [cit. 2013-11-20]. Dostupné z:
<http://geologie.vsb.cz/loziska/suroviny/kamenivo.html#pojmy>
- [26] KOTLIK Petr, Doubravová Kateřina, *Koroze a degradace materiálů (učební texty pro restaurátory a konzervátory), kapitola 2, podkapitola 2.4* [on-line]. 2009 [cit. 2013-11-20]. Dostupné z:
http://www.vscht.cz/met/stranky/vyuka/predmety/koroze_materialu_pro_restauratory/kadm/pdf/2_4.pdf
- [27] KREJSA Martin, *Výuka* [on-line] [cit. 2013-11-20]. Dostupné z:
<http://fast10.vsb.cz/krejsa>
- [28] MENCL Vojtěch, *Přednáška: Objemové změny materiálů, procesy a systémy ve stavebnictví, možnosti řízení procesů, analýza rizik, prevence rizik.*
- [29] PROINEX.CZ, *Produkt: Silver Schmidt 2* [on-line]. [cit. 2013-11-20]. Dostupné z:
http://www.proinex.cz/components/com_virtuemart/shop_image/product/silverschmidt2.jpg
- [30] PROTEQ.COM, *Rebar Detection Systém – Profometr 5+* [on-line]. 2013 [cit. 2013-11-20]. Dostupné z:
<http://www.proceq.com/en/non-destructive-test-equipment/concrete-testing/rebar-detection/profometer-5.html#c315>
- [31] STAVEBNÍKOMUNITA.CZ, *Složky cementu* [on-line]. [cit. 2013-11-20]. Dostupné z:
<http://stavebnikomunita.cz/profiles/blogs/slozky-cementu>
- [32] TZB-INFO.CZ, *Diagnostika trhlin v průmyslových vsypových betonových podlahách* [on-line]. 2012 [cit. 2013-11-20]. Dostupné z:
<http://stavba.tzb-info.cz/podlahy/9370-diagnostika-trhlin-v-prumyslovych-vsypovych-betonovych-podlahach>
- [33] UNI-MB.SI, *Diagram potencial-pH* [on-line]. [cit. 2013-11-01]. Dostupné z:
http://fs-server.uni-mb.si/si/inst/itm/lm/GRADIVA_UC/Interakcija_z_okoljem/diagram_potencial_ph.html

- [34] VSCHT.CZ, *Vysoká škola chemicko-technologická v Praze* [on-line]. 2013 [cit. 2013-11-20]. Dostupné z:
<http://www.vscht.cz/>
- [35] WIKIPEDIE.ORG, *Concrete Compression Testing* [on-line]. 2013 [cit. 2013-11-20]. Dostupné z:
http://cs.wikipedia.org/wiki/Soubor:Concrete_Compression_Testing.jpg
- [36] WIRAX.CZ, *Jadrová vrtačka* [on-line]. [cit. 2013-11-20]. Dostupné z:
<http://www.virax.com/index.php/cz/p/34091/jadrove-vrtacky/jadrova-vrta-ka-v-250-a-stoja>

Přílohy

Příloha č. 1 – PŮDORYSNÉ SCHÉMA UMÍSTĚNÍ ZKOUMANÝCH VZORKŮ (1. NP)



PŮDORYSNÉ SCHÉMA REDISTRIBUCE ZATÍŽENÍ



Příloha č. 3 A – STATICKÝ POSUDEK PRŮVLAKU NAD 1. NP

Strop nad 1.NP

NV49

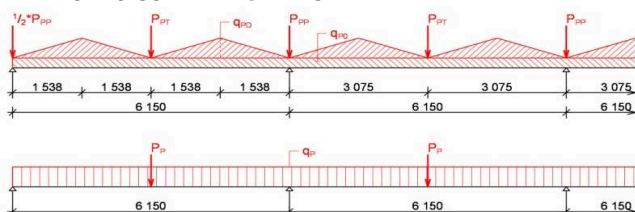
Budova č.25

NV49 - stropní průvlak - příčný	vyztužení:	5 ϕ E 22 mm	C 6/7,5
P_y	světélé rozpětí žb trámy	$l_n = 5,65$ m = 5650 mm	
	výška trámy	$h = 0,51$ m = 510 mm	
	interpolovaná střední šířka trámy (235-350 mm)	$b_w = 0,29$ m = 290 mm	
	tloušťka desky	$h_f = 0,11$ m = 110 mm	
	účinné rozpětí trámy (dle způsobu uložení)	$l_o = 5,23$ m (0,85 \cdot L _{eff} - spojitý nosník)	
	vypočtená osová vzdálenost trámů / zatěžovací šířka	$b = 3,19$ m $b_0 = 3,075$ m	
	vzdálenost mezi trámy zleva	$(2)b_1 = 2,90$ m	
	vzdálenost mezi trámy zprava	$(2)b_2 = 2,90$ m	
	spolupůsobící šířka	$b_{eff} = 1,92$ m	
	šířka podpory	$t_1 = 0,50$ m $t_2 = 0,50$ m	
	Účinné rozpětí nosníku	$L_{eff} = l_n + a_1 + a_2$	
		$L_{eff} = 6,15$ m	

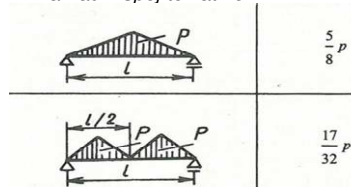
STÁLÉ ZATÍŽENÍ STROPU - q_n / q_d - plošné

$$q_k = 3,27 \quad q_d = 4,41 \quad [\text{kN.m}^2]$$

ZATĚŽOVACÍ SCHÉMA PRŮVLAKU



Náhradní spojitě zatížení



STÁLÉ ZATÍŽENÍ STROPU - q_n / q_d - osové

zatížení $[\text{kN.m}^{-1}]$

popis	charakt.	γ_f	návrhové
q_{PDi} - interpolace trojúheln. na plošné od desky	5,34		7,20
q_{PD0} - vlastní váha průvlaku	3,70	1,35	4,99
q_p - celkové plošné zatížení na osu prvku - q_n	9,04		$q_d = 12,20$ $[\text{kN.m}^{-1}]$

$$q_{PD} = b_0 \cdot q_{zc}$$

$$q_{PDi} = 17 / 32 \cdot q_{PD}$$

$$q_{PD0} = 25 \cdot h \cdot b_w$$

STÁLÉ ZATÍŽENÍ STROPU - P_n / P_d - bodové

zatížení $[\text{kN}]$

popis	charakt.	γ_f	návrhové
rozměry zatěžov. acího obrazce (2 * čtverec o straně a_T)	$a_T = 2,174$ m		
plocha zatěžov. acího obrazce (2 * čtverec o straně a_T)	$A_T = 9,453$ m ²		
P_{PT} - přitížení průvlaku od stropního trámy	30,91	1,35	41,73
P_p - celkové bodové zatížení prvku - P_n	30,91		$P_d = 41,73$ $[\text{kN}]$

viz půdorysné schéma

$$A_T = 2 \cdot a_T^2$$

$$P_{PT} = A_T \cdot q_{zc}$$

dle TP 51, tab. C49 - Spojitý nosník o 3 polích - 1.pole - poměr rozpětí polí 1,0 - zatížení spojitě a bodově

Reakce nosníku

konstanta pro stanovení reakce $KR = 1,218$

$$R_p = KR \cdot q_d \cdot L_{eff} + 2 \cdot P_p$$

$$R_p = 1,22 \cdot 12,20 \cdot 6,15 + 2 \cdot 41,73$$

$$R_p = 174,80 \text{ kN}$$

Maximální smyková síla

smyková konstanta $KS = 0,605$

$$V_{z,Ed} = KS \cdot q_d \cdot L_{eff} + 1/2 \cdot P_p$$

$$V_{z,Ed} = 0,61 \cdot 12,20 \cdot 6,15 + 0,5 \cdot 41,73$$

$$V_{z,Ed} = 66,24 \text{ kN}$$

Maximální výpočtový moment

momentová konstanta spoj.zatížení $KMS = 0,101$

momentová konstanta bodov.zatížení $KMB = 0,213$

$$M_{y,Ed} = KMS \cdot q_p \cdot L_{eff}^2 + KMB \cdot P_p \cdot L_{eff}$$

$$M_{y,Ed} = 0,101 \cdot 12,20 \cdot 6,15^2 + 0,213 \cdot 41,73 \cdot 6,15$$

$$M_{y,Ed} = 101,12 \text{ kN.m}$$

Posouzení MSÚ - momentová únosnost

celkový moment únosnosti

$$M_{c,Rd} = \text{zjištěno programem Scia Engineer 2008}$$

$$M_{c,Rd} = 124,76 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,Ed} / M_{c,Rd} = 101,12 / 124,76 = 0,81 < 1,00 \text{ VYHOVUJE}$$

Posouzení MSÚ - smyková únosnost

celková únosnost ve smyku

$$V_{z,Ed} = \text{zjištěno programem Scia Engineer 2008}$$

$$V_{z,Rd} = 154,34 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} / V_{z,Rd} = 66,24 / 154,34 = 0,43 < 1,00 \text{ VYHOVUJE}$$

Stávající stropní konstrukce v místě sondy NV49 vyhovuje pouze na stálé zatížení bez nahodilého zatížení.

Zbytkový moment únosnosti

$$M_z = M_{c,Rd} - M_{y,Ed} = 124,76 - 101,12 = 23,64 \text{ kN.m}$$

Zbytkové zatížení (návrhové)

$$q_{Zd} = (KMS \cdot 17/32 \cdot b_0 \cdot q_{zd} \cdot L_{eff}^2 + KMB \cdot A_T \cdot q_{zd} \cdot L_{eff}) / M_z$$

$$q_{Zd} = 23,64 / (0,101 \cdot 17/32 \cdot 3,075 \cdot 6,15^2 + 0,213 \cdot 9,453 \cdot 6,15)$$

$$q_{Zd} = 23,64 / 18,59$$

(pro užité zatížení a nastavení podlahy)

$$q_{Zd} = 1,27 \text{ kN.m}^{-2} \text{ - užité na stávající podlaží}$$

Do zbytkového zatížení nutno zahrnout užité zatížení dle účelu místnosti, novou podlahu, přičky a další zařízení.

Príloha č. 3 B – STATICKÝ POSUDEK PRŮVLAKU NAD 4. NP

Strop nad 4.NP

NV38

Budova č.25

NV38

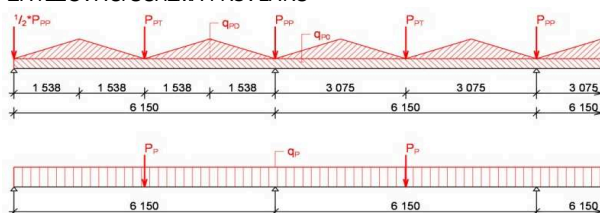
Py

světélé rozpětí žb trámy	$l_n = 5,65 \text{ m} = 5650 \text{ mm}$	C20/25
výška trámy	$h = 0,51 \text{ m} = 510 \text{ mm}$	
interpolovaná střední šířka trámy (235-350 mm)	$b_w = 0,29 \text{ m} = 290 \text{ mm}$	
tloušťka desky	$h_f = 0,11 \text{ m} = 110 \text{ mm}$	
účinné rozpětí trámy (dle způsobu uložení)	$l_o = 5,23 \text{ m}$ (0,85 * L_{eff} - spojitý nosník)	
vypočtená osová vzdálenost trámů / zatěžovací šířka	$b = 3,19 \text{ m}$ $b_0 = 3,075 \text{ m}$	
vzdálenost mezi trámy zleva	$(2)b_1 = 2,90 \text{ m}$	
vzdálenost mezi trámy zprava	$(2)b_2 = 2,90 \text{ m}$	
spolupůsobící šířka	$b_{eff} = 1,92 \text{ m}$	
šířka podpory	$t_1 = 0,50 \text{ m}$ $t_2 = 0,50 \text{ m}$	
Účinné rozpětí nosníku	$L_{eff} = l_n + a_1 + a_2$	
	$L_{eff} = 6,15 \text{ m}$	

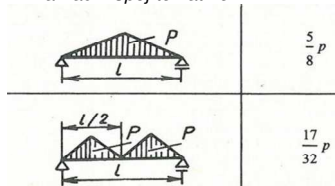
STÁLÉ ZATÍŽENÍ STROPU - q_n / q_d - plošné

$$q_k = 3,75 \quad q_d = 5,06 \quad [\text{kN.m}^2]$$

ZATĚŽOVACÍ SCHÉMA PRŮVLAKU



Náhradní spojitě zatížení



STÁLÉ ZATÍŽENÍ STROPU - q_n / q_d - osové

zatížení $[\text{kN.m}^{-1}]$

popis	charakt.	γ_f	návrhové
q_{PD} - interpolace trojúheln. na plošné od desky	6,13		8,27
q_{P0} - vlastní váha průvlaku	3,70	1,35	4,99
q_P - celkové plošné zatížení na osu prvku - $q_n =$	9,82		$q_d = 13,26 \quad [\text{kN.m}^{-1}]$

$$q_{PD} = b_0 * q_{zc}$$

$$q_{PD} = 17 / 32 * q_{PD}$$

$$q_{P0} = 25 * h * b_w$$

STÁLÉ ZATÍŽENÍ STROPU - P_n / P_d - bodové

zatížení $[\text{kN}]$

popis	charakt.	γ_f	návrhové
rozměry zatěžovacího obrazce (2 * čtverec o straně a_T)	$a_T = 2,174 \text{ m}$		
plocha zatěžovacího obrazce (2 * čtverec o straně a_T)	$A_T = 9,453 \text{ m}^2$		
P_{PT} - přitížení průvlaku od stropního trámu	35,45	1,35	47,85
P_P - celkové bodové zatížení prvku - $P_n =$	35,45		$P_d = 47,85 \quad [\text{kN}]$

viz půdorysné schéma

$$A_T = 2 * a_T^2$$

$$P_{PT} = A_T * q_{zc}$$

dle TP 51, tab. C49 - Spojitý nosník o 3 polích - 1.pole - poměr rozpětí polí 1,0 - zatížení spojitě a bodově

Reakce nosníku

$$R_P = KR * q_d * L_{eff} + 2 * P_P$$

$$R_P = 1,22 * 13,26 * 6,15 + 2 * 47,85$$

$$R_P = 195,01 \text{ kN}$$

Maximální smyková síla

smyková konstanta $KS = 0,605$

$$V_{z,Ed} = KS * q_d * L_{eff} + 1/2 * P_P$$

$$V_{z,Ed} = 0,61 * 13,26 * 6,15 + 0,5 * 47,85$$

$$V_{z,Ed} = 73,26 \text{ kN}$$

Maximální výpočtový moment

momentová konstanta spoj.zatížení $KMS = 0,101$

momentová konstanta bodov.zatížení $KMB = 0,213$

$$M_{y,Ed} = KMS * q_P * L_{eff}^2 + KMB * P_P * L_{eff}$$

$$M_{y,Ed} = 0,101 * 13,26 * 6,15^2 + 0,213 * 47,85 * 6,15$$

$$M_{y,Ed} = 113,18 \text{ kN.m}$$

Posouzení MSÚ - momentová únosnost

celkový moment únosnosti

$$M_{c,Rd} \text{ zjištěno programem Scia Engineer 2008}$$

$$M_{c,Rd} = 139,10 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,Ed} / M_{c,Rd} = 113,18 / 139,10 = 0,81 < 1,00 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Posouzení MSÚ - smyková únosnost

celková únosnost ve smyku

$$třmínky \phi 6 \text{ po } 150 \text{ mm} + \text{ohyby } 2x \phi 22 \text{ mm}$$

$$V_{z,Rd} \text{ zjištěno programem Scia Engineer 2008}$$

$$V_{z,Rd} = 198,13 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} / V_{z,Rd} = 73,26 / 198,13 = 0,37 < 1,00 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Stávající stropní konstrukce v místě sondy NV38 vyhovuje pouze na stálé zatížení bez nahodilého zatížení.

Zbytkový moment únosnosti

$$M_z = M_{c,Rd} - M_{y,Ed} = 139,10 - 113,18 = 25,92 \text{ kN.m}$$

Zbytkové zatížení (návrhové)

$$M_z = KMS * 17/32 * b_0 * q_{zd} * L_{eff}^2 + KMB * A_T * q_{zd} * L_{eff}$$

$$q_{zd} = (KMS * 17/32 * b_0 * L_{eff}^2 + KMB * A_T * L_{eff}) / M_z$$

$$q_{zd} = 25,92 / (0,101 * 17/32 * 3,075 * 6,15^2 + 0,213 * 9,453 * 6,15)$$

$$q_{zd} = 25,92 / 18,59$$

(pro užité zatížení a nastavení podlahy)

$$q_{zd} = 1,39 \text{ kN.m}^2 \text{ - užité na stávající podlaže}$$

124 Do zbytkového zatížení nutno zahrnout užité zatížení dle účelu místnosti, novou podlahu, přičky a další zařízení.

Příloha č. 3 C – STATICKÝ POSUDEK PILÍŘŮ V 1. NP A 4.NP

Pilíře v 1.NP		NS22		Budova č.25	
NS22 - 1NP - ϕ 500 mm - v = 4000 mm		vyztužení: 8 ϕ 20 mm		C6/7,5	
Geometrie pilíře		$h_w =$	4,0 m	$I_{ef} =$	2,0 m
		$d =$	0,50 m	$e_0 =$	20 mm
Zatížení svislé celkové (P1 až P10)	$N_{ED,k}$	=	1097,0 kN	$N_{ED,d}$	= 1490,0 kN
Zatížení vodorovné celkové (H1)	$V_{ED,k}$	=	21,4 kN	$V_{ED,d}$	= 23,3 kN
Moment náhodné výstřednosti ($M=N \cdot e_0$)	$M_{ED,0,k}$	=	21,9 kN.m	$M_{ED,0,d}$	= 29,8 kN.m
Moment vodorovné síly ($M=V \cdot h_w$)	$M_{ED,H,k}$	=	85,6 kN.m	$M_{ED,H,d}$	= 93,2 kN.m
Moment celkový ($M=M_0+M_v$)	$M_{ED,k}$	=	107,5 kN.m	$M_{ED,d}$	= 123,0 kN.m
Posouzení MSÚ - tlačného žb průřezu					
návrhová únosnost průřezu v tlaku	$N_{c,Rd}$	=	1078,5 kN	zjištěno programem Scia Engineer 2008	
	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	=	1 490,00 / 1 078,50	1,38	> 1,00 NEVYHOVUJE
návrhová momentová únosnost průřezu	$M_{c,Rd}$	=	93,4 kN.m	zjištěno programem Scia Engineer 2008	
	$M_{Ed} / M_{c,Rd}$	=	123,00 / 93,42 =	1,32	> 1,00 NEVYHOVUJE
Hodnota normálové síly mimo meze porušení dostředným tlakem/tahem.				PRŮŘEZ NEVYHOVUJE	

Pilíře v 4.NP		NS17		Budova č.25	
NS17 - 4NP - ϕ 500 mm - v = 3000 mm		vyztužení: 8 ϕ 14 mm		C25/30	
Geometrie pilíře		$h_w =$	3,0 m	$I_{ef} =$	1,5 m
		$d =$	0,50 m	$e_0 =$	20 mm
Zatížení svislé celkové (P1 až P8)	$N_{ED,k}$	=	575,0 kN	$N_{ED,d}$	= 785,2 kN
Zatížení vodorovné celkové (H4)	$V_{ED,k}$	=	9,1 kN	$V_{ED,d}$	= 13,6 kN
Moment náhodné výstřednosti ($M=N \cdot e_0$)	$M_{ED,0,k}$	=	11,5 kN.m	$M_{ED,0,d}$	= 15,7 kN.m
Moment vodorovné síly ($M=V \cdot h_w$)	$M_{ED,H,k}$	=	27,3 kN.m	$M_{ED,H,d}$	= 40,8 kN.m
Moment celkový ($M=M_0+M_v$)	$M_{ED,k}$	=	38,8 kN.m	$M_{ED,d}$	= 56,5 kN.m
Posouzení MSÚ - tlačného žb průřezu					
návrhová únosnost průřezu v tlaku	$N_{c,Rd}$	=	3436,0 kN	zjištěno programem Scia Engineer 2008	
	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	=	785,20 / 3 436,00 =	0,23	< 1,00 VYHOVUJE
návrhová momentová únosnost průřezu	$M_{c,Rd}$	=	154,6 kN.m	zjištěno programem Scia Engineer 2008	
	$M_{Ed} / M_{c,Rd}$	=	56,50 / 154,60 =	0,37	< 1,00 VYHOVUJE
				PRŮŘEZ VYHOVUJE	

Príloha č. 3 D – STATICKÝ POSUDEK DESKY NAD 4. NP

Strop nad 4.NP

NV38

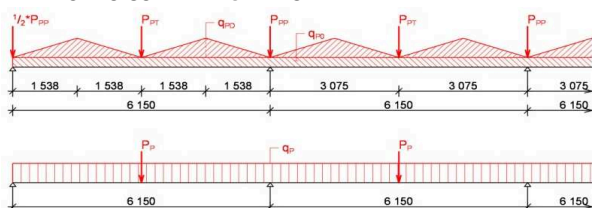
Budova č.25

NV38 - stropní průvlak - příčný	vyztužení:	5 ϕ E 22 mm	C20/25
Py	světél rozpětí žb trámy	$l_n = 5,65$ m =	5650 mm
	výška trámu	$h = 0,51$ m =	510 mm
	interpolovaná střední šířka trámu (235-350 mm)	$b_w = 0,29$ m =	290 mm
	tloušťka desky	$h_f = 0,11$ m =	110 mm
	účinné rozpětí trámu (dle způsobu uložení)	$l_o = 5,23$ m	(0,85 * L_{eff} - spojitý nosník)
vypočtená osová vzdálenost trámů / zatěžovací šířka	$b = 3,19$ m	$b_0 = 3,075$ m	
	vzdálenost mezi trámy zleva	$(2)b_1 = 2,90$ m	
	vzdálenost mezi trámy zprava	$(2)b_2 = 2,90$ m	
	spolupůsobící šířka	$b_{eff} = 1,92$ m	
	šířka podpory	$t_1 = 0,50$ m	$t_2 = 0,50$ m
Účinné rozpětí nosníku	$L_{eff} = l_n + a_1 + a_2$	$L_{eff} = 6,15$ m	

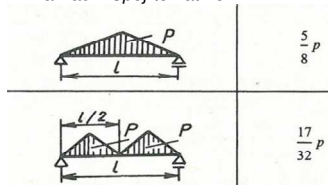
STÁLÉ ZATÍŽENÍ STROPU - q_n / q_d - plošné

$$q_k = 3,75 \quad q_d = 5,06 \quad [\text{kN.m}^2]$$

ZATĚŽOVACÍ SCHÉMA PRŮVLAKU



Náhradní spojitě zatížení



STÁLÉ ZATÍŽENÍ STROPU - q_n / q_d - osově

zatížení $[\text{kN.m}^{-1}]$

popis	charakt.	γ_f	návrhové
q_{PD} - interpolace trojúheln. na plošné od desky	6,13		8,27
q_{P0} - vlastní váha průvlaku	3,70	1,35	4,99
q_p - celkové plošné zatížení na osu prvku - q_n	9,82		$q_d = 13,26$ $[\text{kN.m}^{-1}]$

$$q_{PD} = b_0 * q_{zc}$$

$$q_{PD} = 17 / 32 * q_{PD}$$

$$q_{P0} = 25 * h * b_w$$

STÁLÉ ZATÍŽENÍ STROPU - P_n / P_d - bodové

zatížení $[\text{kN}]$

popis	charakt.	γ_f	návrhové
rozměry zatěžovacího obrazce ($2 * \text{čtv. erec o straně } a_T$)	$a_T = 2,174$ m		
plocha zatěžovacího obrazce ($2 * \text{čtv. erec o straně } a_T$)	$A_T = 9,453$ m ²		
P_{PT} - přitížení průvlaku od stropního trámu	35,45	1,35	47,85
P_p - celkové bodové zatížení prvku - P_n	35,45		$P_d = 47,85$ $[\text{kN}]$

viz půdorysné schéma

$$A_T = 2 * a_T^2$$

$$P_{PT} = A_T * q_{zc}$$

dle TP 51, tab. C49 - Spojitý nosník o 3 polích - 1.pole - poměr rozpětí polí 1,0 - zatížení spojitě a bodově

Reakce nosníku

konstanta pro stanovení reakce $KR = 1,218$

$$R_P = KR * q_d * L_{eff} + 2 * P_P$$

$$R_P = 1,22 * 13,26 * 6,15 + 2 * 47,85$$

$$R_P = 195,01 \text{ kN}$$

Maximální smyková síla

smyková konstanta $KS = 0,605$

$$V_{z,Ed} = KS * q_d * L_{eff} + 1/2 * P_P$$

$$V_{z,Ed} = 0,61 * 13,26 * 6,15 + 0,5 * 47,85$$

$$V_{z,Ed} = 73,26 \text{ kN}$$

Maximální výpočtový moment

momentová konstanta spoj.zatížení $KMS = 0,101$

momentová konstanta bodov.zatížení $KMB = 0,213$

$$M_{y,Ed} = KMS * q_p * L_{eff}^2 + KMB * P_P * L_{eff}$$

$$M_{y,Ed} = 0,101 * 13,26 * 6,15^2 + 0,213 * 47,85 * 6,15$$

$$M_{y,Ed} = 113,18 \text{ kN.m}$$

Posouzení MSÚ - momentová únosnost

celkový moment únosnosti

$$M_{c,Rd} \text{ zjištěno programem Scia Engineer 2008}$$

$$M_{c,Rd} = 139,10 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,Ed} / M_{c,Rd} = 113,18 / 139,10 = 0,81 < 1,00 \text{ VYHOVUJE}$$

Posouzení MSÚ - smyková únosnost

celková únosnost ve smyku

$$V_{z,Rd} \text{ zjištěno programem Scia Engineer 2008}$$

$$V_{z,Rd} = 198,13 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} / V_{z,Rd} = 73,26 / 198,13 = 0,37 < 1,00 \text{ VYHOVUJE}$$

Stávající stropní konstrukce v místě sondy NV38 vyhovuje pouze na stálé zatížení bez nahodilého zatížení.

Zbytkový moment únosnosti

$$M_z = M_{c,Rd} - M_{y,Ed} = 139,10 - 113,18 = 25,92 \text{ kN.m}$$

Zbytkové zatížení (návrhové)

$$q_{zd} = (KMS * 17/32 * b_0 * q_{zd} * L_{eff}^2 + KMB * A_T * q_{zd} * L_{eff}) / M_z$$

$$q_{zd} = 25,92 / (0,101 * 17/32 * 3,075 * 6,15^2 + 0,213 * 9,453 * 6,15)$$

$$q_{zd} = 25,92 / 18,59$$

(pro užité zatížení a nastavení podlahy)

$$q_{zd} = 1,39 \text{ kN.m}^{-2} \text{ - užité na stávající podlaze}$$

Do zbytkového zatížení nutno zahrnout užité zatížení dle účelu místnosti, novou podlahu, přičky a další zařízení.

Příloha č. 3 E – REKAPITULACE POSOUZENÍ STÁVAJÍCÍCH STRPNÍCH K-CÍ - STANOVENÍ ZBYTKOVÉ ÚNOSNOSTI

REKAPITULACE POSOUZENÍ STÁVAJÍCÍCH STROPNÍCH KONSTRUKCÍ - STANOVENÍ ZBYTKOVÉ ÚNOSNOSTI

číslo sondy	označ. prvku	číslo zatížení	zatížení stálé plošné (návrh.)	zatížení stálé osové (návrh.)	zatížení stálé osové (návrh.)	zatížení bodové ve středu (návrh.)	osová vzdálenost	světlé rozpětí	vyztužení hlavní	vyztužení třmičky	vyztužení ohyby	beton	posouzení MSÚ		posouzení MSÚ		vyhodnocení stávající konstrukce
													na ohyb	využití	na smyk	využití	
-	-	-	kN.m ⁻²	kN.m ⁻¹	kN	m	m	m	mm	mm	mm	-	-	-	-	-	-
Stropy nad 1.NP																	
NV49	Py	zs1	4,41	12,20	41,73	3,075	5,65	5 φ22	φ6 po 170	2 φ22	C6/7,5 ¹	vyhovuje	0,81	vyhovuje	0,43	1,27	NEVYHOVUJE*2
NV50	Px-kr	zs1	4,41	13,27	27,43	1,55	5,65	2φ20+2φ16	φ6 po 170	2 φ16	C6/7,5 ¹	nevyhovuje	1,01	vyhovuje	0,61	-0,12	NEVYHOVUJE
NV51	Px	zs1	4,41	12,20	41,73	3,075	5,65	2φ20+2φ22	φ6 po 120	-	C6/7,5 ¹	vyhovuje	0,73	vyhovuje	0,80	2,01	NEVYHOVUJE*2
Stropy nad 4.NP																	
NV38	Py	zs3	5,06	13,26	47,85	3,075	5,65	5 φ22	φ6 po 150	2 φ22	C20/25	vyhovuje	0,81	vyhovuje	0,37	1,39	NEVYHOVUJE*2
NV39	Py	zs3	5,06	13,26	47,85	3,075	5,65	2φ20+2φ22	φ6 po 120	-	C20/25	vyhovuje	0,84	vyhovuje	0,75	1,11	NEVYHOVUJE*2
NV40	Px	zs3	5,06	13,26	47,85	3,075	5,65	2φ20+2φ22	φ6 po 120	1 φ22	C20/25	vyhovuje	0,73	vyhovuje	0,48	2,18	NEVYHOVUJE*2
NV41	Ty	zs3	5,06	13,00	-	3,075	5,85	2φ16+2φ13	φ6 po 170	2 φ13	C20/25	nevyhovuje	1,04	vyhovuje	0,48	-0,17	NEVYHOVUJE
NV42	Tx	zs3	5,06	13,00	-	3,075	5,85	4φ12+1φ6	φ6 po 150	2 φ12	C20/25	vyhovuje	0,90	vyhovuje	0,47	0,48	NEVYHOVUJE*2
NV52	dx	zs3	5,06	2,53	-	1,00	2,80	6 φ6 / m	-	-	C20/25	vyhovuje	0,56	vyhovuje	0,12	1,95	NEVYHOVUJE*2
NV52	dy	zs3	5,06	2,53	-	1,00	2,80	7 φ7 / m	-	-	C20/25	vyhovuje	0,55	vyhovuje	0,11	2,08	NEVYHOVUJE*2

LEGENDA P - stropní trám - průvlak T - stropní trám - T-průřez d - stropní deska

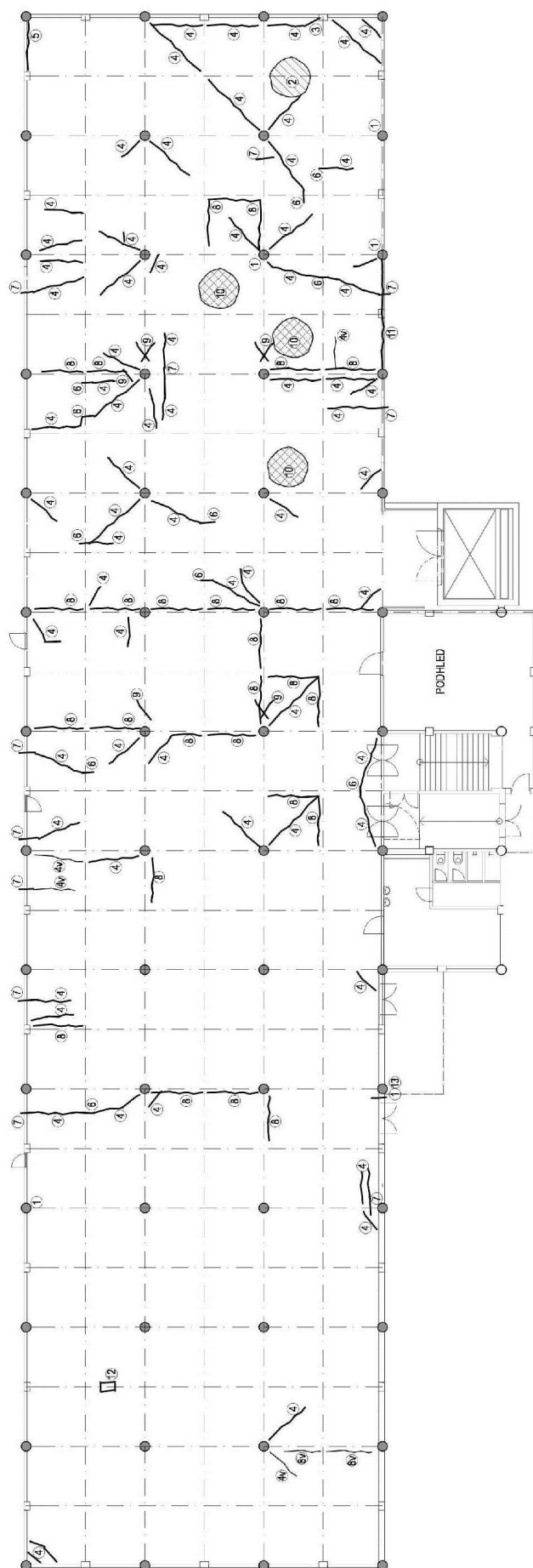
Poznámka:

*1) Pevnostní třída betonu neodpovídá požadavkům normy na pro železobetonové konstrukce, posudek proveden pro zjištěnou třídu betonu dle laboratorních zkoušek.

*2) Prvek stávající konstrukce je vyhovující pouze pro stálé zatížení od vlastní hmotnosti, pro další užitné zatížení nemá stropní konstrukce dostatečnou rezervu

- pro základní vyhodnocení stropní konstrukce je uvažováno s minimálním provozním zatížením v charakteristické hodnotě 1,5 kN m⁻² pro bytové místnosti.
- zbytkové zatížení je stanoveno v návrhové (dříve výpočtové) hodnotě, charakteristická hodnota se získá vydělením součinitelem 1,5.
- do zbytkového zatížení nutno zahrnout užitné zatížení podle účelu místnosti, dále také zatížení novou podlahou, příčkami a dalšími zařízeními.
- provozní zatížení je dáno pro zatížení v charakteristických hodnotách 1,5 kN m⁻² pro bytové místnosti, 3,00 kN m⁻² pro chodby a schodiště a 0,75 kN m⁻² pro půdy a nevyužitá střechy, návrhové hodnoty zatížení jsou 1,5 násobkem charakteristických hodnot užitného zatížení

Příloha č. 4 – TRHLINY

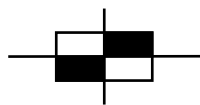


LEGENDA PORUCH

- 1 KORÓZE VÝZTUŽE V PATĚ SLOUPU
- 2 PROPADLÁ PODLAHA NA TERÉNU
- 3 ŠKÁVÁ TRHLINA VE STROPU
- 4 TRHLINA VE STROPNÍ DESCE
- 5 UVOLNĚNÁ ZADÍVKA
- 6 TRHLINA V TRÁMU
- 7 TRHLINA V PRŮVLAKU
- 8 TRHLINA VE FABIONU U TRÁMU A PRŮVLAKU

- 9 SMYKOVÁ TRHLINA PRŮVLAKU
- 10 OBLAST KORÓZE VÝZTUŽE
- 11 TRHLINA VESPOD PRŮVLAKU
- 12 VÝZNAMNÉ OSLABENÍ PO SONDĚ KAVERNOVITÝ BETON
- 13 OBNAŽENÉ TRÁMKY PÍLŮ
- 14 TRHLINA MEZI OBJEKTEM A VÝTAHEM
- 15 PRŮRAZ VE STROPĚ
- 16 VLAŠOVÁ TRHLINA

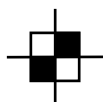
Příloha č. 5 – OZNAČEMNÍ SOND VE VÝKRESOVÉ DOKUMENTACI



- sondy do vodorovných konstrukcí

skladby, nosné prvky, dimenze,

NV 1, NV 2, ... nedestruktivní



- sondy do nosných konstrukcí sloupů

Skladby materiálů, nosné prvky, dimenze

NS 1, NS 2, ...nedestruktivní



- sondy do svislých konstrukcí – nedestruktivní zkoušky

NSB 1, NSB 2, ... pevnost betonu

- sondy do vodorovných konstrukcí – nedestruktivní zkoušky **NVB 1, NVB 2, ...** pevnost betonu



- jádrový vývrt z betonu – pilře

V1, V2, ..., destruktivní zkoušky



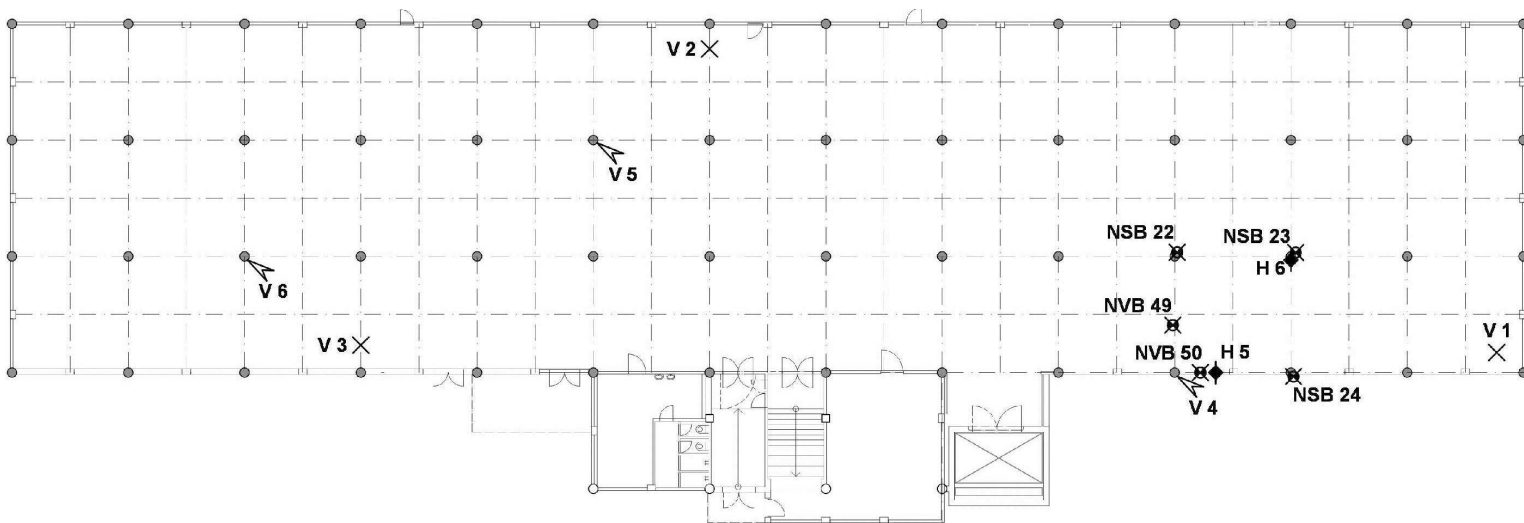
- jádrový vývrt z betonu – stropní desky

V1, V2, ..., destruktivní zkoušky

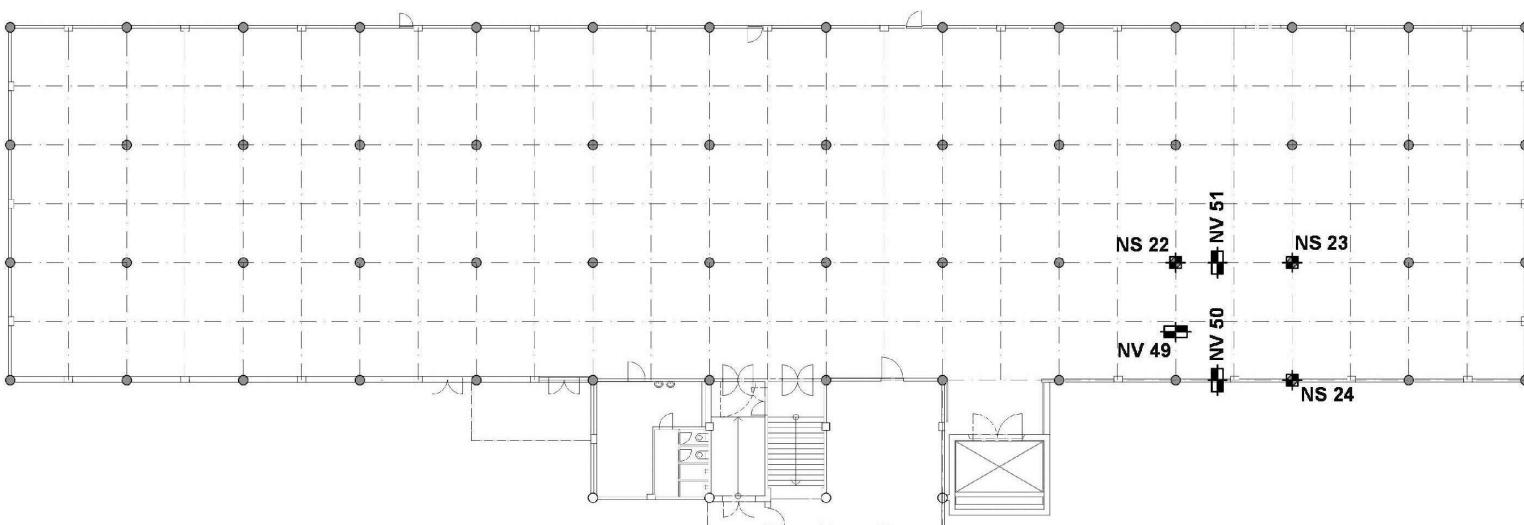


- odběr vzorku betonu pro určení chemického složení betonu – stropní desky, pilře, **H1, H2, ...,** nedestruktivní zkoušky

Příloha č. 6 – ZAKRESLENÍ PROVÁDĚNÝCH SOND – 1.NP

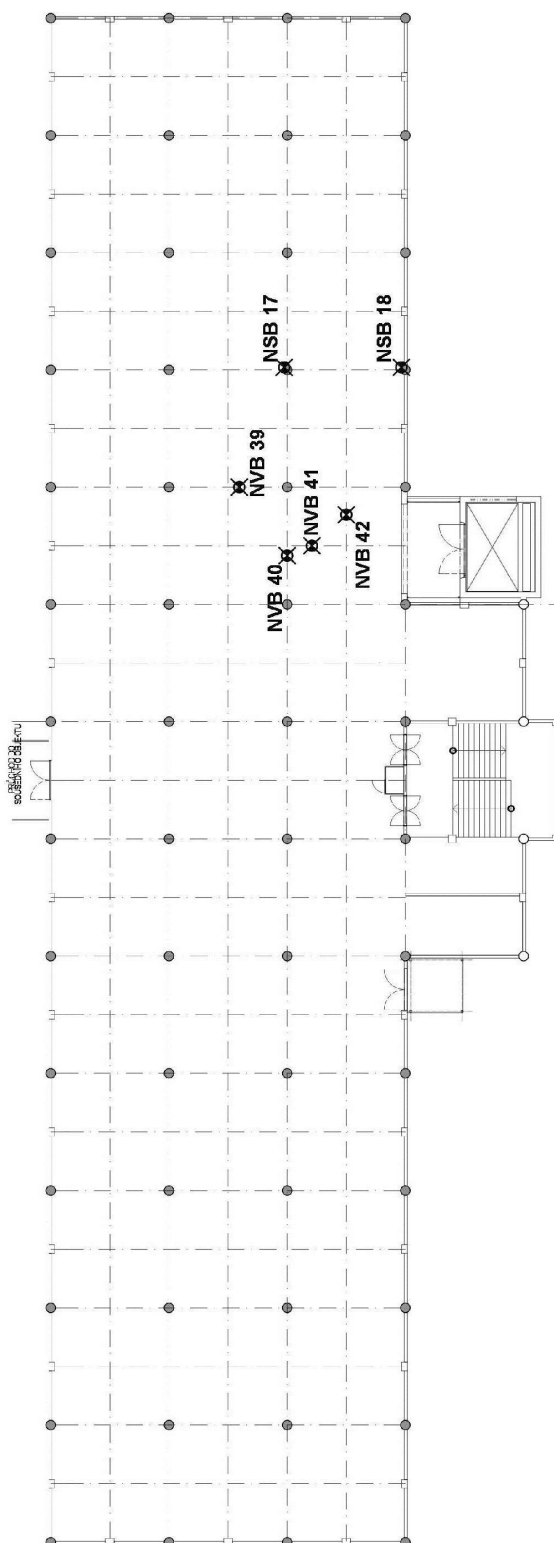


Půdorysné schéma 1. NP - zakreslení pevnostních zkoušek do stropů a pilířů, jádrových vývrtů, odběrů vzorků betonu pro chemické složení

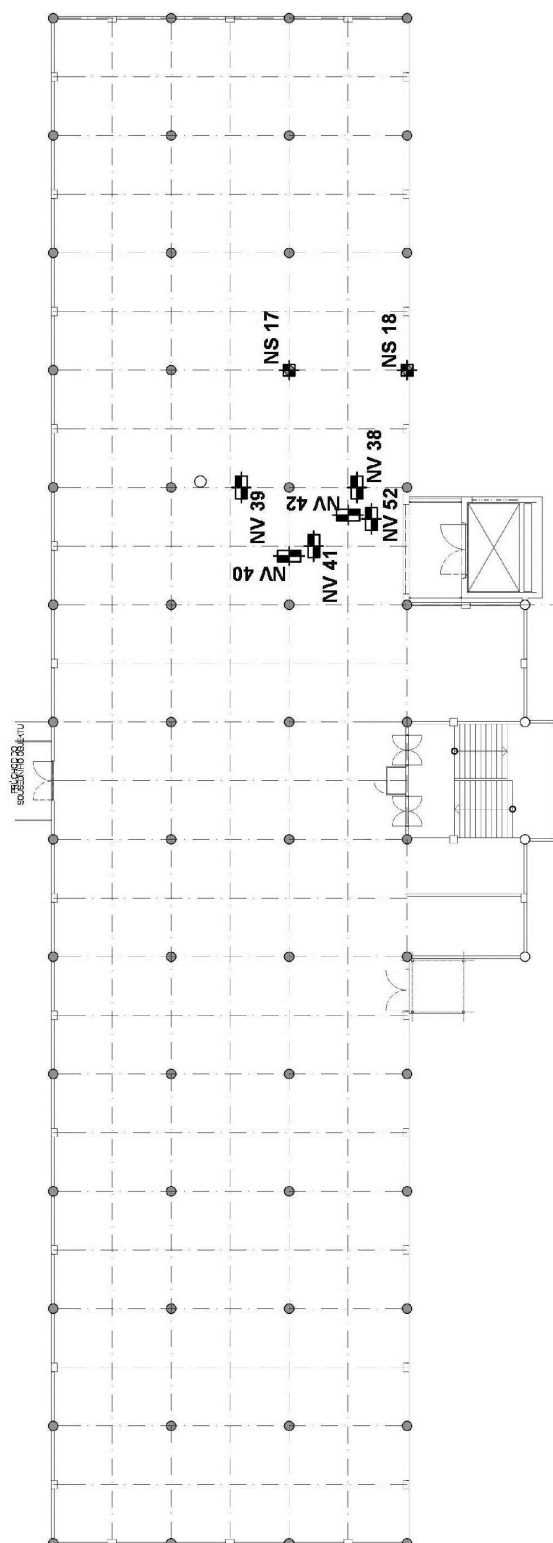


Půdorysné schéma 1. NP - zakreslení sond do stropů a pilířů

Příloha č. 7 – ZAKRESLENÍ PROVÁDĚNÝCH SOND – 4.NP



Půdorysné schéma 4. NP - zakreslení pevnostních zkoušek do stropů a pilířů



Půdorysné schéma 4. NP - zakreslení sond do stropů a pilířů

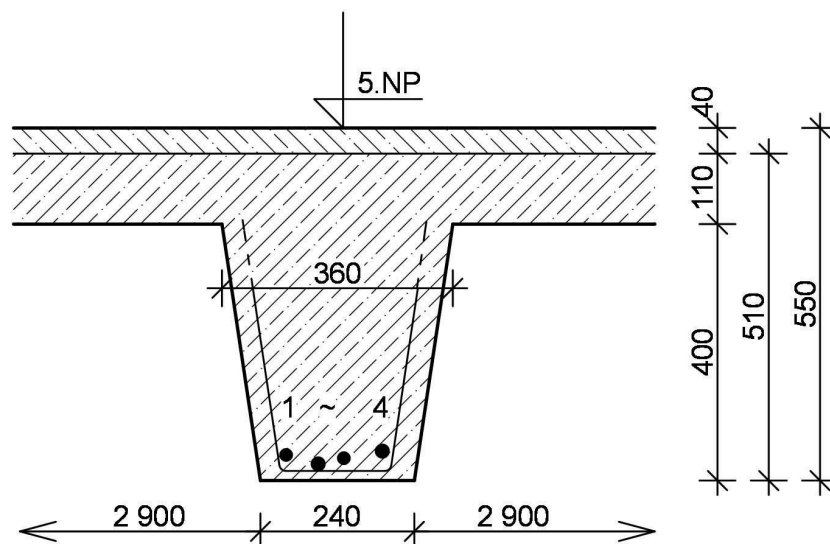
Příloha č. 8 – SONDY DO ŽB STROPŮ V 4.NP A 1.NP

ŽELEZOBETONOVÝ STROP

Sonda č.: NV 39

Umístění : 4.NP

Schéma sondy



Skladba konstrukce:

- betonová mazanina 40 mm
- železobetonová deska 110 mm
- žb trám 400 mm
- vápenný pačok 1-2 mm

Poznámka

Výpis výztuže (zjišťováno ve středu rozpětí a u podpory):

Vložka	1	2	3	4	-
Profil ϕ [mm]	20	22	20	22	-
Krytí [mm]	30	15	25	35	-
Osy[mm] od líce	40	90	130	190	-

U podpory trámu zjištěny 4 pruty.

Třmínky ϕ 6 mm od podpory po 80, 70, 60, 170, 110, 180, 110 a 170 mm, v poli po 70, 270, 220 a 220 mm.

Veškerá výztuž hladká bez bližšího určení - krytí výztuže je uvažováno v betonu.

Beton C 20/25 (B 25).

Světlé rozpětí průvlastu – $l_0 = 5\,670$ mm.

Umístění : 4.NP

- betonová mazanina	40 mm
- železobetonová deska	110 mm
- žb trám	400 mm
- vápenný pačok	1-2 mm

Vložka	1	2	3	4	-
Profil ø [mm]	20	22	22	20	-
Krytí [mm]	45	25	30	35	-
Osy[mm] od líce	40	90	150	190	-

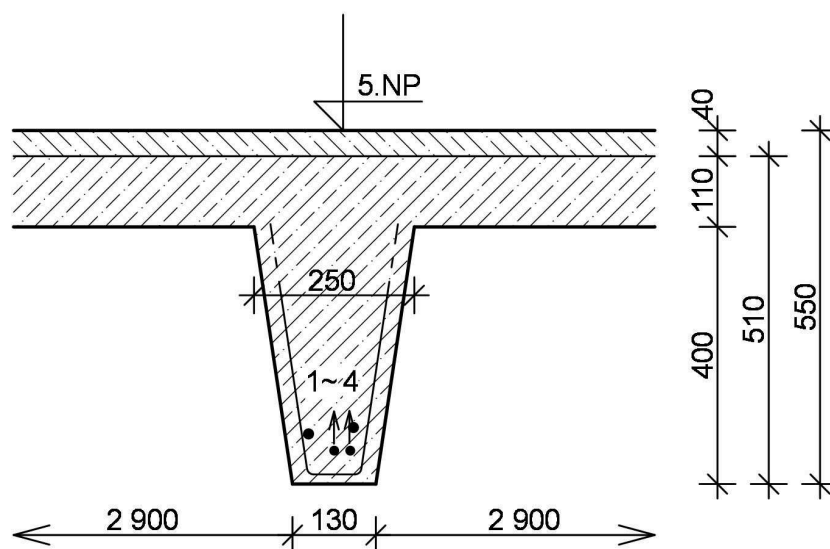
Světlé rozpětí průvlaku – $l_0 = 5\,650\text{ mm}$.

ŽELEZOBETONOVÝ STROP

Sonda č.: NV 41

Umístění : 4.NP

Schéma sondy



Skladba konstrukce:

- betonová mazanina 40 mm
- železobetonová deska 110 mm
- žb trám 400 mm
- vápenný pačok 1-2 mm

Poznámka

Výpis výztuže (zjišťováno ve středu rozpětí a u podpory):

Vložka	1	2	3	4	-
Profil \varnothing [mm]	16	13	13	16	-
Krytí [mm]	70	45	45	80	-
Osy[mm] od líce	25	65	90	95	-

U podpory trámu zjištěny 2 pruty průběžné a 2 pruty hupují nad podporu a to pruty 2 a 3.
 Třmínky \varnothing 6 mm od podpory po 140, 150, 100, 240, 230 a 150 mm, v poli po 200, 340, 260 a 250 mm.
 Veškerá výztuž hladká bez bližšího určení - krytí výztuže je uvažováno v betonu.
 Beton C 20/25 (B 25).
 Světlé rozpětí trámu – $l_0 = 5\,950$ mm.

Umístění : 4.NP

Technical drawing of a cross-section of a concrete structure. The structure has a top slab 400mm thick, a central trapezoidal void 510mm deep, and a total height of 550mm. The void has a top width of 255mm and a bottom width of 135mm. A load of 5.NP is applied to the top slab. Inside the void, there are five arrows pointing upwards, labeled '1 ~ 5', indicating the location of five sensors. The structure is 2900mm wide at the top and 135mm wide at the bottom of the void.

- betonová mazanina	40 mm
- železobetonová deska	110 mm
- žb trám	400 mm
- vápenný pačok	1-2 mm

Vložka	1	2	3	4	5
Profil \varnothing [mm]	6	12	12	12	12
Krytí [mm]	65	70	45	55	70
Osy[mm] od líce	35	45	55	80	105

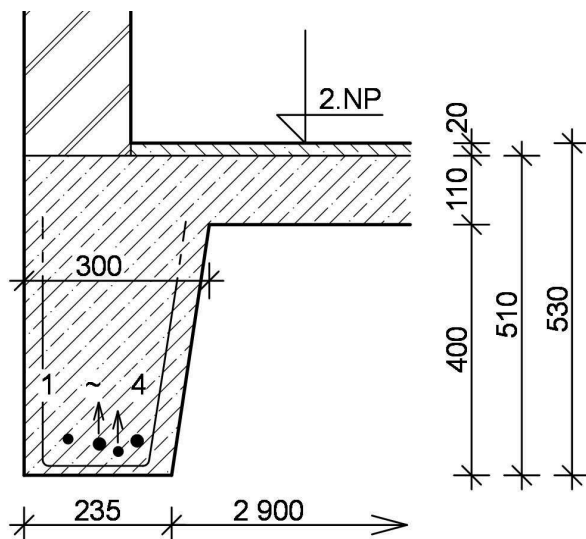
Světlé rozpětí trámu – $l_0 = 5\,950\text{ mm}$.

ŽELEZOBETONOVÝ STROP

Sonda č.: NV 50

Umístění : 1.NP

Schéma sondy



Skladba konstrukce:

- betonová mazanina 20 mm
- železobetonová deska 110 mm
- žb trám 400 mm
- vápenný pačok 1-2 mm

Poznámka

Výpis výztuže (zjišťováno ve středu rozpětí a u podpory):

Vložka	1	2	3	4	-
Profil \varnothing [mm]	16	20	16	20	-
Krytí [mm]	50	40	30	45	-
Osy[mm] od líce	70	120	150	180	-

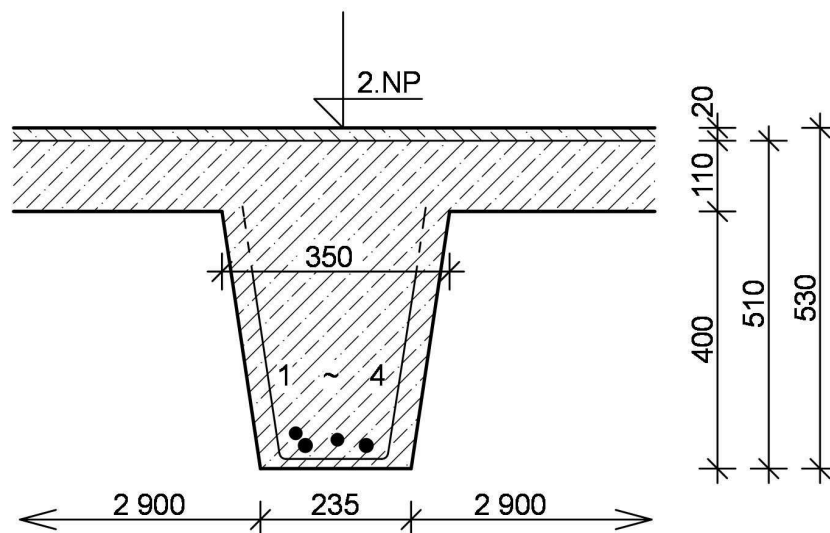
U podpory trámu zjištěny 2 pruty průběžné a 2 pruty hupují nad podporu a to pruty 2 a 3.
 Třmínky \varnothing 6 mm od podpory po 20, 200, 100, 200, 100, 260 a 460 mm, v poli po 510, 360 a 310 mm.
 Veškerá výztuž hladká bez bližšího určení - krytí výztuže je uvažováno v betonu.
 Beton C 6/7,5 (B 7,5).
 Světlé rozpětí průvlaku – $l_0 = 5\,650$ mm.

ŽELEZOBETONOVÝ STROP

Sonda č.: NV 51

Umístění : 1.NP

Schéma sondy



Skladba konstrukce:

- betonová mazanina 20 mm
- železobetonová deska 110 mm
- žb trám 400 mm
- vápenný pačok 1-2 mm

Poznámka

Výpis výztuže (zjišťováno ve středu rozpětí a u podpory):

Vložka	1	2	3	4	-
Profil \varnothing [mm]	20	22	20	22	-
Krytí [mm]	45	25	35	25	-
Osy[mm] od líce	55	70	120	165	-

U podpory trámu zjištěny 4 pruty.

Trmínky \varnothing 6 mm od podpory po 40, 180, 90, 60, 80, 100, 200, 150 a 200 mm, v poli po 610, 450 a 370 mm.

Veškerá výztuž hladká bez bližšího určení - krytí výztuže je uvažováno v betonu.

Beton C 6/7,5 (B 7,5).

Světlé rozpětí průvlaku – $l_0 = 5\,650$ mm.

Příloha č. 9 – FOTODOKUMENTACE

Foto č. 1 – 2 – narušené paty pilířů v 1.NP vlivem nízké kvality hlinitanových betonů, koroze výztuže apod.



Foto č. 3 – trhlina ve stropní desce procházející přes obvodový průvlak - strop nad 1.NP



Foto č. 4 – porušení desky korozi výztuže a trhlinami – strop nad 1.NP



Foto č. 5 – trhlina ve stropní desce podél průvlaku - strop nad 1.NP

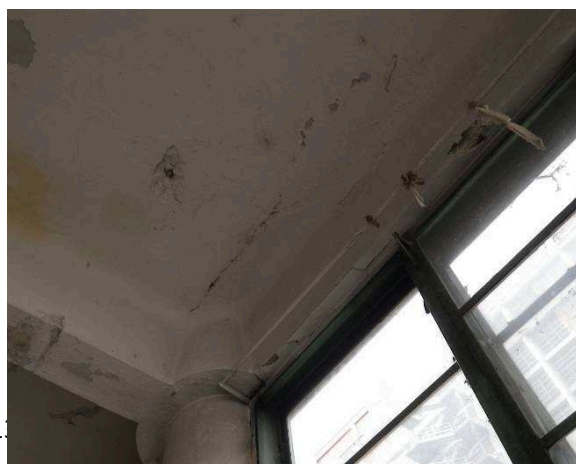


Foto č. 6 – narušení krycích vrstev betonu na stropním trámu v 1.NP – nahnědlá barva betonu charakteristická pro hlinitanové betony



Foto č. 7 - 10 – strop nad 4.NP – promáčené stropy narušené trhlinami, koroze výztuží, výskyt biotických činitelů / řasy, plísně)



Seznam obrázků

<i>Obr. č. 1:</i>	<i>Druhy cementů CEM I, II, III a V [24]</i>	<i>22</i>
<i>Obr. č. 2:</i>	<i>Graf průběhu pevností portlandského a hlinitanových betonu v čase</i>	<i>24</i>
<i>Obr. č. 3:</i>	<i>Graf pevnost v tlaku portlandského a hlinitanového cementu</i>	<i>26</i>
<i>Obr. č. 4:</i>	<i>Směr difuze v pórovitém materiálu [21]</i>	<i>32</i>
<i>Obr. č. 5:</i>	<i>Schéma poškození cementového tmelu kapalným prostředím [21]</i>	<i>35</i>
<i>Obr. č. 6:</i>	<i>Hlavní složky prostředí, způsobující depasivaci oceli v betonu [34]</i>	<i>38</i>
<i>Obr. č. 7:</i>	<i>Závislost rychlosti karbonatace na relativní vlhkosti vzduchu ϕ podle Matouška [16]</i>	<i>38</i>
<i>Obr. č. 8:</i>	<i>Závislost stupně modifikačních přeměn $^{\circ}MP$ na stupni karbonatace $^{\circ}K$ [16]</i>	<i>40</i>
<i>Obr. č. 9:</i>	<i>Závislost mezi stupněm karbonatace $^{\circ}K$ a hodnotou pH výluhu u štěrkopískových betonu, s vyznačením etap karbonatace [16]</i>	<i>41</i>
<i>Obr. č. 10:</i>	<i>Schéma poškození kameniva kapalným prostředím [21]</i>	<i>42</i>
<i>Obr. č. 11:</i>	<i>Pourbaixův diagram – degradace oceli, [33]</i>	<i>43</i>
<i>Obr. č. 12:</i>	<i>Schéma degradace výztuže v betonu [21]</i>	<i>43</i>
<i>Obr. č. 13:</i>	<i>Schmidtovy tvrdoměry [29]</i>	<i>51</i>
<i>Obr. č. 14:</i>	<i>Ultrazvukový měřicí přístroj značky TICO [17]</i>	<i>52</i>
<i>Obr. č. 15:</i>	<i>Nedestruktivní zjištění přítomnosti a hloubky trhliny pomocí ultrazvuku [32]</i>	<i>52</i>
<i>Obr. č. 16:</i>	<i>Zjištění karbonatace betonu fenolftaleinovou zkouškou na válcových vývrtech</i>	<i>53</i>
<i>Obr. č. 17:</i>	<i>Proceq Profometr 5 [30]</i>	<i>54</i>
<i>Obr. č. 18:</i>	<i>Jádrová vrtačka [36]</i>	<i>56</i>
<i>Obr. č. 19:</i>	<i>Zkušební tělesa [24]</i>	<i>57</i>
<i>Obr. č. 20:</i>	<i>Zkušební lis [35]</i>	<i>57</i>

Obr. č. 21:	Objekt bývalých skladovacích a výrobních prostor v Areálu bývalých Baťových závodů ve Zlíně.....	59
Obr. č. 22:	Situace: Objekt bývalých skladovacích a výrobních prostor v Areálu bývalých Baťových závodů ve Zlíně (budova č. 25)	60
Obr. č. 23:	Diagram druhů rizik staveb [14]	88
Obr. č. 24:	Diagram průběhu práce při rizikové analýze [14]	90
Obr. č. 25:	Pravděpodobnostní znázornění životnosti [21]	98
Obr. č. 26:	Ukázka prostředí programu Anthill.....	103
Obr. č. 27:	Pravděpodobnostní rozdělení krytí c [mm](zadáno)	104
Obr. č. 28:	Pravděpodobnostní rozdělení hloubky karbonatační fronty x_c [mm] (vypočteno)	104
Obr. č. 29:	Pravděpodobnostní rozdělení funkce spolehlivosti SF (vypočteno)	105
Obr. č. 30:	Graf postupu karbonatační fronty v čase t a zároveň srovnání výsledků metod SBRA a LHS.....	106
Obr. č. 31:	Graf postupu karbonatační fronty v čase t a zároveň srovnání výsledků metod SBRA a LHS.....	107
Obr. č. 32:	Možné příčinné vztahy vzniku vad a poruch [21]	111
Obr. č. 33:	Nejčastěji statisticky uváděné příčiny vad v ČR [9]	112
Obr. č. 34:	Životní cyklus stavebního objektu [28]	113
Obr. č. 35:	Význam údržby a oprav pro životnost konstrukce: a) bez zásahu, b) s údržbami, c) s opravami. [21]	114

Seznam tabulek

Tab. č. 1:	<i>Třídy objemových hmotností lehkých betonů (LC) [24]</i>	19
Tab. č. 2:	<i>Pevnostní třídy lehkých betonů</i>	19
Tab. č. 3:	<i>Pevnostní třídy obyčejných a těžkých betonů</i>	19
Tab. č. 4:	<i>Hmotnostní podíl složek portlandského cementu</i>	20
Tab. č. 5:	<i>Pevnost cementového tmele v tlaku během hydratace [24]</i>	22
Tab. č. 6:	<i>Hmotnostní podíl složek hlinitanového cementu</i>	24
Tab. č. 7:	<i>Betonářské výztuže vyráběné v ČR a vyhovující veškerým požadavkům [18]</i> ...	30
Tab. č. 8:	<i>Mezní hodnoty stupně karbonatace ($^{\circ}K$), stupně modifikačních přeměn ($^{\circ}MP$) a hodnoty pH výluhu ve vztahu k etapám karbonatace [16]</i>	41
Tab. č. 9:	<i>Výsledky destruktivních zkoušek betonu</i>	63
Tab. č. 10:	<i>Stanovení upřesňujícího součinitele α dle ČSN 731373</i>	64
Tab. č. 11:	<i>Vyhodnocení pevnosti betonu tvrdoměrem Schmidt typ-NR ve 4 IP</i>	65
Tab. č. 12:	<i>Souhrn zjištěných pevností betonu – svislých konstrukcí</i>	66
Tab. č. 13:	<i>Vyhodnocení pevnosti betonu tvrdoměrem Schmidt typ-NR ve 4 NP</i>	74
Tab. č. 14:	<i>Vyhodnocení pevnosti betonu tvrdoměrem Schmidt typ-NR ve 1 NP</i>	75
Tab. č. 15:	<i>Souhrn zjištěných pevností betonu – vodorovných konstrukcí</i>	76
Tab. č. 16:	<i>Výpočet zatížení stropu Z1</i>	84
Tab. č. 17:	<i>Výpočet zatížení stropu Z3</i>	84
Tab. č. 18:	<i>Zjednodušená rekapitulace posouzení stropů – stanovení zbytkové únosnosti</i>	85
Tab. č. 19:	<i>Stupnice závažnosti nebezpečí UMR, [14]</i>	91
Tab. č. 20:	<i>Příklad stupnice pro výpočet indexu RPN [22]</i>	93
Tab. č. 21:	<i>Příklady dvojic E, R [21]</i>	99
Tab. č. 22:	<i>Základní vstupní veličiny [11]</i>	102
Tab. č. 23:	<i>Hloubka karbonatační fronty $x_c(t)$ – Anthill (SBRA)</i>	105

Diagnostika, hodnocení rizika a životnost betonových konstrukcí

Bc. Martin Sležka

Tab. č. 24:	Hloubka karbonatační fronty $x_c(t)$ – RC Life Time (LHS)	106
Tab. č. 25:	Vyhodnocení spolehlivosti.....	107
Tab. č. 26:	Informativní návrhové životnosti [2]	114